

**Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener
mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter
zyklischer Belastung**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für

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

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Sascha Schnepf
aus Baden-Baden

Tag der mündlichen Prüfung:

12. Dezember 2007

Hauptreferent:

Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Korreferent:

Prof. Dipl.-Ing. Matthias Pfeifer

Karlsruhe 2007

Kurzfassung

Stahlbetonrahmen sowie mauerwerksausgefachte Stahlbetonrahmen zeigen unter großen horizontalen Belastungen in Bauteilebene ein stark nichtlineares Verhalten. Gerade in erdbebengefährdeten Regionen, wo diese Strukturen sehr häufig anzutreffen sind und im Fall eines Erdbeben weit in den inelastischen Bereich verformt werden können, ist ein fundiertes Wissen über das Tragverhalten, insbesondere im Hinblick auf die Bemessung komplexer Strukturen und der Forderung nach Reduzierung des wirtschaftlichen und menschlichen Schadens, unausweichlich. Erschwerend kommt hinzu, dass Gebäude, die vor Einführung der aktuellen seismischen Normen bemessen und konstruiert wurden, einen Großteil der hoch verletzlichen Strukturen in diesen Regionen einnehmen. Für eine angemessene Sanierung solcher Gebäude, wodurch die Widerstandsfestigkeit gegenüber großen horizontalen Belastungen erhöht werden kann, bedarf es in erster Linie der Beurteilung des Tragverhaltens.

In der vorliegenden Arbeit wurden numerische Modelle entwickelt, die unter Ansatz vereinfachter Annahmen das nichtlineare Tragverhalten von Stahlbetonrahmen sowie mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen abbilden können. Das Ziel dieser Modelle bestand darin, eine Methode zu entwickeln, womit komplette Strukturen schnell modelliert und in kurzer Zeit nichtlinear berechnet werden können. Mit den dabei erhaltenen Ergebnissen soll das Tragverhalten einzelner Strukturen sowie ganzer Gebäude unter großen horizontalen zyklischen Belastungen abgebildet und bewertet werden. Um diese Forderung nach Effizienz und Effektivität zu gewährleisten wurde das Prinzip der Makro-Modelle angewandt, die auf dem physikalischen Verständnis der globalen Struktur basieren und das nichtlineare Tragverhalten durch einfache Strukturelemente wie z.B. der nichtlinearen Feder abbilden. Für die geometrische und materielle Beschreibung der Makro-Elemente wurden Ansätze aus der Literatur studiert, entsprechend der geforderten Ziele selektiert und teilweise direkt, in der Regel jedoch in modifizierter Form den Makro-Modellen implementiert.

Die Rahmenbauteile wurden durch ein Stabelement repräsentiert, denen die vereinfachte Annahme einer Schadenskonzentration in den Rahmenecken und einer antimetrischen Momentenverteilung über die Bauteillänge zu Grunde lag. Entsprechend bestand das Stabelement aus einem zentralen elastischen Stab mit zwei nichtlinearen Rotationsfedern an den jeweiligen Stabenden, womit die gesamten inelastischen Verformungen des Bauteils abgebildet werden. Durch die Einführung eines Verbundelementes können die zusätzlichen Rotationen infolge des Bewehrungsschlupfes in dem Kontaktbereich zwischen Riegel

und Stütze berücksichtigt werden. Für das Last-Verformungs-Verhalten des Stabelements wurde eine dreilineare Erstbelastungskurve mit sieben hysteretischen Regeln für Ent- und Wiederbelastung kombiniert.

Für die Abbildung der Mauerwerksausfachung wurde das Prinzip der äquivalenten Diagonalstrebe angewandt, bei der die Ausfachung durch eine diagonale Druckstrebe ersetzt wird. Große Aufmerksamkeit wurde hierbei auf die Formulierung der Strebenbreite, der Druckfestigkeit der Strebe sowie des hysteretischen Verhaltens gelegt. Bei der Definition der Druckstrebenbreite wurde zwischen ungerissenem und gerissenem Mauerwerk unterschieden. Die Formulierung der Druckfestigkeit basiert auf Schadensfunktionen des Mauerwerks, wodurch der zu erwartende Schaden in Abhängigkeit der verwendeten materiellen und geometrischen Eigenschaften berücksichtigt werden konnte. Bei der Definition des hysteretischen Verhaltens wurde ein allgemeingültiger Ausdruck eingeführt, womit sowohl die Ent- als auch Wiederbelastung abgebildet werden kann.

Die Verifizierung der Makro-Elemente erfolgte, neben aus der Literatur erhältlichen experimentellen Daten, anhand der Ergebnisse eigener Versuche an einfeldrigen, einstöckigen mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen. Es konnte gezeigt werden, dass mit den programmierten Makro-Elementen die Versuche sehr gut nachgerechnet werden können. Einflüsse wie die Mauerwerksfestigkeit, Betonfestigkeit sowie einer vertikalen Belastung können sehr gut abgebildet werden. Die Übertragbarkeit auf mehrfeldrige, mehrstöckig Strukturen wurde anhand der Nachrechnung eines dreifeldrigen, dreistöckigen mauerwerksausgefachten Rahmens belegt. Ferner wurde die Vielfältigkeit der Makro-Elemente anhand der Berechnung einer siebenstöckigen, vierfeldrigen ebenen Gebäudestruktur dargelegt. Mehrere nichtlineare statische und zyklische Berechnungen unter Ansatz verschiedener Belastungen wurden hierbei durchgeführt. Die Rahmen waren dabei entweder komplett, überhaupt nicht oder nur lokal ausgefacht.

Abstract

Reinforced concrete frames (RC frames) and masonry infilled RC frames exhibit a strong nonlinear behaviour due to lateral in-plane excitations. These structures are often located in seismically endangered regions. If an earthquake take place, these structures will considerable deflect into the inelastic range. To design this type of structures in order to reduce the loss of life and property, adequate knowledge of the structural behaviour is required. Furthermore, infilled frame buildings designed and consructed before the development of actual seismic codes constitute an important part of high-risk structures. The rehabilitation of these buildings to resist seismic actions implies, as a first step, the assessment of the structural behaviour.

In the present study numerical models were developed, which can describe the nonlinear behaviour of the aforementioned structures on the basis of simple assumptions. The main objective of this study is to develop a method, by which complete structures can be modelled and calculated in a short time. It must be possible to describe and evaluate the nonlinear behaviour of individual and entire structures with the numerical results. In order to ensure these request for effiience macro-elements were developed, which are based on the physical understanding of the global structure. With these elements the nonlinear behaviour can be represented by using simple structural elements like nonlinear springs. To describe the geometrical and material properties of the macro-elements several methods available in the literatur are studied regarding the requested objectives and are implemented direct or in a modified manner.

The RC frame members were represented by a beam-element, which consists of an elastic central beam with two rotational springs at each end of the member. In order to consider also the additional rotations due to reinforcing slip in the interface of the beam and column, a joint-element was introduced. For the formulation of the beam-element it was assumed, that all inelastic deformations are concentrated at the end of the member and the moment vary linear along the member with the point of contraflexure fixed at the middle of the member. In order to describe the load-deflection-behaviour a trilinear first loading curve combined with seven hysteretic rules for un- and reloading was introduced.

Regarding of the numerical describion of the masonry infill, the equivalent diagonal strut method were used. By this method the infill will be replaced

by a diagonal compression strut. Great concentration were drawn regarding the strut width, the compressive strength of the diagonal strut as well as the hysteretic behaviour. The definition of the strut width has been done regarding uncracked or cracked masonry. The compressive strength of the strut has been derived from failure theories, by what the expected failure subjected to the geometrical and material properties could be considered. In order to describe the hysteretic behaviour a general curve was introduced, by which the unloading and reloading can be represented.

To verificate the macro-elements, both available experimental data from the literatur and data, which are obtained due to own test at masonry infilled RC frames were used. Very good agreement between numerical and experimental results could be observed by using the proposed macro-elements. Parameter like masonry strenght, concrete strength and a vertical load can also be properly described with the proposed macro-elements. The results of a recalculation of a three-storey, three-bay masonry infilled structure indicate that the macro-element model, despite its simplicity, gives an adequat description of the nonlinear load-deformation behaviour of multistorey, multibay structures. Additionally to this, the versatility of the beam-element model were shown due to nonlinear calculations of a seven-storey, four-bay structure. Several static and cyclic calculations under different loading cases have been done. The frames either were fully, not or local infilled with masonry.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau der Universität Karlsruhe (TH) und wurde im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 461 (SFB 461) „Starkbeben - von geowissenschaftlichen Grundlage zu Ingenieurmaßnahmen“ von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanziell unterstützt.

Mein Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski für die Möglichkeit zur Mitarbeit am Institut, für seine Betreuung und Unterstützung während meiner Promotion sowie für die Übernahme des Hauptreferats.

Ebenso gilt mein Dank Herrn Prof. Dipl.-Ing. Matthias Pfeifer, Institut für Tragwerksplanung der Universität Karlsruhe (TH), für das Interesse an meiner Arbeit, die daraus entstandenen wertvollen Diskussionen und Anregungen und insbesondere für die Übernahme des Korreferats.

Allen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie danke ich für die gute Zusammenarbeit und für die wertvolle Unterstützung bei dieser Arbeit. Insbesondere bedanke ich mich bei jenen Kollegen, die mir während meiner Zeit am Institut zu guten Freunden geworden sind.

Mein besonders herzlicher Dank geht an meine Familie sowie an meine liebe Frau Daniela, bei denen ich den privaten Ausgleich und den nötigen Rückhalt fand, ohne den die Realisierung dieser Arbeit nicht möglich gewesen wäre. Ihnen sei diese Arbeit gewidmet.

Karlsruhe, im Dezember 2007

Sascha Schnepf

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | Einleitung | 3 |
| 1.1 | Problemstellung | 3 |
| 1.2 | Ziele und Gliederung der Arbeit | 5 |
| 2 | Konstitutive Beschreibung der Materialien | 9 |
| 2.1 | Momenten-Krümmungs-Beziehung von Stahlbetonquerschnitten | 9 |
| 2.1.1 | Einfluss der Normalkraft | 11 |
| 2.1.2 | Einfluss des Bewehrungsgrades | 11 |
| 2.2 | Momenten-Rotations-Beziehung von Stahlbetonquerschnitten | 13 |
| 2.2.1 | Einfluss des mechanischen Bewehrungsgrades | 15 |
| 2.2.2 | Einfluss der Betondruckzone | 16 |
| 2.2.3 | Einfluss der Duktilität des Bewehrungsstahls | 17 |
| 2.3 | Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk | 17 |
| 2.4 | Druckfestigkeit von Mauerwerk | 21 |
| 2.5 | Elastizitätsmodul von Mauerwerk | 30 |
| 2.6 | Versagenskriterien von Mauerwerk | 34 |
| 3 | Analytische Modelle für Stahlbetonrahmenbauteile | 45 |
| 3.1 | Einführung | 45 |
| 3.2 | Übersicht über Stabelemente | 45 |
| 3.3 | Hysteretische Modelle für Stabelemente | 54 |
| 4 | Analytische Modelle für die Mauerwerksausfachung | 63 |
| 4.1 | Einführung | 63 |
| 4.2 | Das Modell der äquivalenten Diagonalstrebe | 64 |
| 4.3 | Eigenschaften der äquivalenten Diagonalstrebe | 65 |
| 4.3.1 | Druckstrebenbreite w der äquivalenten Diagonalstrebe | 66 |
| 4.3.2 | Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe | 72 |
| 4.3.3 | Hysteretisches Verhalten der äquivalenten Diagonalstrebe | 79 |
| 4.4 | Modifikationen zum Modell der äquivalenten diagonalen Strebe | 86 |
| 5 | Vorgeschlagenes Modell für Stahlbetonrahmenbauteile | 91 |
| 5.1 | Einleitung | 91 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 5.2 | Das plastische Gelenkelement | 93 |
| 5.3 | Abbilden der Hystereseregeln | 99 |
| 5.4 | Das Rissöffnungselement | 104 |
| 5.5 | Steifigkeitsmatrix des Stabelementes | 111 |
| 5.6 | Vergleich mit experimentellem Ergebnis | 116 |
| 5.6.1 | Einfluss der Betonfestigkeit und des Bewehrungsgrades | 127 |
| 6 | Vorgeschlagenes Modell für die Mauerwerksausfachung | 137 |
| 6.1 | Einleitung | 137 |
| 6.2 | Eigenschaften der äquivalenten Strebe | 138 |
| 6.3 | Last-Verformungs-Verhalten der äquivalenten Strebe | 150 |
| 6.3.1 | Einführung | 150 |
| 6.3.2 | Erstbelastung | 150 |
| 6.3.3 | Abbilden des hysteretischen Verhaltens | 153 |
| 6.3.4 | Entlastungskurve | 155 |
| 6.3.5 | Wiederbelastungskurve | 160 |
| 6.4 | Vergleich mit experimentellem Ergebnis | 164 |
| 7 | Experimentelle Untersuchung | 169 |
| 7.1 | Beschreibung der Versuchskörper | 170 |
| 7.1.1 | Konstruktive Ausführung der Versuchskörper | 170 |
| 7.1.2 | Versuchsaufbau und Instrumentierung | 171 |
| 7.1.3 | Versuchsdurchführung | 173 |
| 7.1.4 | Materialeigenschaften | 174 |
| 7.2 | Versuchsergebnisse | 177 |
| 7.2.1 | Versuch 1: Rahmen mit Ausfachung aus Kalksandstein | 177 |
| 7.2.2 | Versuch 2: Rahmen mit Ausfachung aus Kalksandstein und erhöhter Mörtelfestigkeit | 183 |
| 7.2.3 | Versuch 3: Rahmen mit Ausfachung aus Kalksandstein und Beton höherer Festigkeitsklasse | 191 |
| 8 | Verifizierung der Makro-Elemente | 197 |
| 8.1 | Verifizierung am Versuch V1 | 199 |
| 8.2 | Verifizierung am Versuch V2 | 209 |
| 8.3 | Verifizierung am Versuch V3 | 216 |
| 8.4 | Verifizierung am Versuch von Stempniewski und Wallner . . . | 219 |
| 9 | Mehrfeldrige, mehrstöckige Strukturen | 227 |
| 9.1 | Einleitung | 227 |
| 9.2 | Dreistöckige, dreifeldrige Struktur | 227 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 9.3 | Siebenstöckige, vierfeldrige Struktur | 233 |
| 9.3.1 | Geometrische und materielle Beschreibung der Struktur | 234 |
| 9.3.2 | Nichtlineare Berechnung unter Ansatz einer horizontalen Last | 236 |
| 9.3.3 | Nichtlineare Berechnung unter Ansatz einer horizontalen Auslenkung | 240 |
| 10 | Zusammenfassung und Ausblick | 247 |
| | Literaturverzeichnis | 266 |

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Stahlbetonrahmen zeigen unter starken horizontalen Auslenkungen ein äußerst nichtlineares Tragverhalten. In der Regel konzentrieren sich die Schäden in den Nahbereichen der Rahmenecken, die sich bei anfänglichen Belastungen durch ein rasches Eintreten erster Risse ankündigen und bei weiterer Belastung zum Fließen der Bewehrung führt. Die Folge sind Fließgelenke in den Rahmeneckbereichen, wodurch die Gefahr einer kinematischen Kette und somit der Einsturz der Struktur gegeben ist. Insbesondere in erdbebengefährdeten Regionen stellen diese Tragstrukturen aus Stahlbetonrahmen ein großes Schadenspotential dar, insofern bei einer seismischen Belastung die Strukturen weit in den inelastischen Bereich verformt werden können. Erschwerend kommt hinzu, dass die Gebäude oft bereits vor Einführung von Erdbebennormen erbaut wurden und demnach nicht nach der Kapazitätsbemessung konzipiert sind, wonach, im Sinne einer maximalen Duktilität des Gebäudes, das Eintreten der Fließgelenke sukzessive und an vorgegebenen Stellen im Gesamttragwerk erfolgt. Es muss somit davon ausgegangen werden, dass Fließgelenke sehr schnell und an äußerst ungünstigen Stellen eintreten, weshalb sich im Falle eines Erdbebens ein plötzliches Versagen des Gebäudes einstellt.

Sehr häufig werden Stahlbetonrahmen auch durch Mauerwerk ausgefacht. Dabei verändert sich die Tragwirkung der Kombination aus Rahmen und Ausfachung drastisch. Wird diese Struktur horizontal in Wandebene belastet, bilden sich infolge der unterschiedlichen Verformungsverhalten von eher weichem Rahmen und steifem Mauerwerk Kontaktflächen aus, die sich in der oberen lastzugewandten Ecke und in der diagonal darunter liegenden Ecke befinden. Es bildet sich dadurch im Mauerwerk eine Druckdiagonale aus, worüber die aufgebrachte Horizontallast weitergeleitet und in die untere Ecke des Rahmens wieder eingeleitet wird. Die Folge der Mauerwerksausfachung ist einerseits eine deutliche Erhöhung der Steifigkeit und der Kapazität im Vergleich zu einem reinen Stahlbetonrahmen. Andererseits wird dadurch die Erdbebenlast um ein Vielfaches gesteigert, weshalb die Kapazität der Füllwände schnell

erreicht bzw. überschritten ist. Es kommt schließlich zu einem spröden Versagen der Mauerwerksausfachung. Wie vermuten lässt und auch zahlreiche Schadenserhebungen belegen ist die Mauerwerksausfachung eine denkbar ungeeignete Möglichkeit zur Abtragung der Erdbebenkräfte (Bachmann [9]).

Um das Tragverhalten beider Strukturen zu untersuchen, behilft man sich seit längerer Zeit neben experimenteller Versuche auch der Numerik. Hierbei haben sich mehrere Methoden entwickelt, die das nichtlineare Verhalten mehr oder weniger genau repräsentieren. Während bei der klassischen FE-Methode lokale Effekte in der Struktur dargestellt werden können, stößt diese Methodik insbesondere bei der Berechnung ganzer Strukturen infolge des erheblichen Modellierungsaufwandes und der erforderlichen Berechnungszeit schnell an ihre Grenzen. Liegt das Ziel sogar in der Ermittlung des nichtlinearen globalen Tragverhaltens kompletter Gebäude, würden selbst mit der neuesten Rechnergeneration Rechenzeiten entstehen, die mit dem geforderten Ergebnis nicht im Einklang stehen, insofern lokale Effekte bei der globalen Betrachtung eher von sekundärer Bedeutung sind. Aus diesem Grund hat sich in den letzten Jahren die Methode der Makro-Elemente durchgesetzt, die auf dem physikalischen Verständnis der Tragstrukturen basieren und das nichtlineare Verhalten durch einfache Strukturelemente, wie der nichtlinearen Feder, repräsentieren.

Bei der Beschreibung des nichtlinearen Tragverhaltens von Stahlbetonrahmenbauteile ist das Modell der Stabelemente zu einem weit verbreiteten und zugleich anerkannten Werkzeug geworden. Mehrere Variationen der Stabelemente sind während der vergangenen Jahre vorgestellt worden. Das Zwei-Komponenten-Modell nach Clough und das Ein-Komponenten-Modell nach Giberson [61] [62] waren dabei die Pioniere bei den Stabelementen. Viele Wissenschaftler hatten dann in der Folgezeit weitere Stabelemente vorgestellt, die oftmals eine Modifikation des Ein- oder Zwei-Komponenten-Modells sind (Otani [103], Filippou [53] [52], Keshavarzian [72] u.v.m). Dabei liegt allen Stabelementen die gleiche Annahme einer konzentrierten Schadensverteilung in den Endbereichen der Bauteile zu Grunde. Bei der Berücksichtigung dieser Annahme differenzieren sich die Stabelemente allerdings teilweise erheblich. Des Weiteren sind große Unterschiede bei der Formulierung des zyklischen Tragverhaltens, bei der Berücksichtigung einflussreicher Effekte wie z.B. die Normalkraftbeanspruchung oder bei der Behandlung verschiedener Last-Verformungs-Charakteristiken wie z.B. der Pinching-Effekt zu beobachten. Die Gründe dieser erheblichen Unterschiede liegen meistens in der geforderten Genauigkeit des Stabelements, wobei mit größer werdender Genauigkeit des

Stabelements auch der numerische Aufwand erhöht wird.

Wird die Mauerwerksausfachung durch ein Makro-Element abgebildet hat sich bis heute das Prinzip der äquivalenten Diagonalstrebe durchgesetzt. Ursprünglich von Polyakov [117] vorgestellt, haben sich seither viele Wissenschaftler dieser Methode bedient und weiterentwickelt (Crisafulli [23] [24], Reinhorn und Madan [120], Žarnič [158] etc.). Die Methode beruht darauf, dass das nichtlineare Tragverhalten des Mauerwerks durch eine diagonale Feder repräsentiert wird, deren zyklisches Last-Verformungs-Verhalten durch hysteretische Regeln definiert ist. Eine Begutachtung der in der Literatur vorgestellten äquivalenten Diagonalstreben zeigte sowohl bei der geometrischen und materiellen Definition als auch bei der Formulierung der Hystereseregeln große Unterschiede.

Trotz des immensen numerischen Aufwandes, der in den letzten Jahrzehnten betrieben wurde, bleiben bis heute zahlreiche Unsicherheiten bestehen. Insbesondere mauerwerksausgefachte Stahlbetonrahmen zeigen ein äußerst komplexes Tragverhalten, was u.a. eine Folge der unterschiedlichen Materialeigenschaften, der Belastungsart, der relativen Dimensionen etc. ist. Des Weiteren wurden die meisten Makro-Elemente auf der Grundlage von Testergebnissen konzipiert, wodurch eine Übertragbarkeit auf andere Strukturen mit veränderlichen geometrischen und materiellen Eigenschaften nicht direkt möglich ist. Es bleibt letztlich als Resümee festzuhalten, dass bis heute keine allgemeingültige Schlussfolgerung und Bemessungsempfehlung für die numerische Abbildung reiner Stahlbetonrahmen und mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen verfasst werden kann.

1.2 Ziele und Gliederung der Arbeit

Das Ziel dieser Arbeit liegt darin, Makro-Elemente zu entwickeln, womit das nichtlineare Tragverhalten von Stahlbetonrahmen und mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen abgebildet werden kann. Es soll letztlich möglich sein, mehrfeldrige, mehrstöckige Gebäudescheiben unter geringem Aufwand zu modellieren, innerhalb kurzer Rechenzeiten numerisch nichtlinear zu berechnen und mit Hilfe der Ergebnisse das globale Tragverhalten der Struktur zu beurteilen. Bei der Programmierung der Makro-Elemente war somit darauf zu achten, die geforderten Kriterien Einfachheit in der Anwendung und notwendige Genauigkeit bei den Ergebnissen optimal aufeinander abzustimmen, so dass mit diesen Modellen effektive und effiziente Werkzeuge zur nichtlinearen

Berechnung großer Strukturen zur Verfügung stehen.

Hierzu sind die bekannten Makro-Elemente aus der Literatur hinsichtlich des geforderten Ziels kritisch zu beleuchten. Es ist zu erörtern, welche Punkte für eine schnelle Modellbildung in Kombination mit einer raschen numerischen Analyse und zuverlässigen Ergebnissen bei der Berechnung kompletter Strukturen erforderlich sind. Vergleiche mit experimentellen Daten, die anhand von Untersuchungen an einfeldrigen, einstöckigen Strukturen gewonnen wurden, sollen die Zuverlässigkeit der numerischen Ergebnisse bestätigen und eine Projizierung auf mehrstöckige, mehrfeldrige Strukturen ermöglichen bzw. rechtfertigen.

Zum Verständnis der für die Modellierung der beiden Makro-Elemente zu Grunde gelegten Ansätze, Annahmen und Eigenschaften werden im Kapitel 2 die stoffgesetzlichen Grundlagen von Stahlbeton und Mauerwerk dargelegt. Die Konzentration galt hierbei den Grundlagen, welche später direkt zur Programmierung der Makro-Elemente in Ansatz gebracht werden. Anschließend werden in den folgenden Kapiteln 3 und 4 die aus der Literatur bekannten Makro-Elemente vorgestellt sowie deren Vor- und Nachteile diskutiert. Wichtige Parameter die für das Tragverhalten der Makro-Elemente von Bedeutung sind werden erörtert und deren Einfluss klar dargelegt. Beide Kapitel schließen mit einem umfassenden Überblick über angewandte Hystereseregeln zur Abbildung des zyklischen Tragverhaltens ab. Die Modellierung des Makro-Elements für Stahlbetonrahmenbauteile auf dem Prinzip der Stabelemente wird in Kapitel 5 vorgestellt. Hierbei werden Ansätze und Annahmen direkt oder in modifizierter Form zu Grunde gelegt, die in den vorherigen Kapiteln als maßgebend für das geforderte Ziel identifiziert wurden. Der Aufbau des Stabelementes sowie die hysteretischen Regeln zur Abbildung des zyklischen Verhaltens werden detailliert beschrieben. Anhand experimenteller Daten eines getesteten Stahlbetonrahmens wird die Tauglichkeit des programmierten Stabelementes dargelegt. In Kapitel 6 wird auf Basis des Prinzips der äquivalenten Diagonalstrebe ein Makro-Element für die Mauerwerksausfachung präsentiert. Intensiv werden eingangs des Kapitels die geometrische Komponente, Druckstrebenbreite w und die mechanische Komponente, Druckfestigkeit F_d der Diagonalstrebe behandelt. Das hysteretische Verhalten der Strebe wird über den Ansatz eines allgemeingültigen Ausdrucks realisiert. Durch die Verifizierung an einem zyklisch belasteten Mauerwerkskörper wird die Tauglichkeit der äquivalenten Diagonalstrebe dargelegt. Für eine umfassende Verifizierung der in Kombination geschalteten Makro-Elemente werden in Kapitel 7 eige-

ne Versuche an einfeldrigen, einstöckigen mauerwerksausgefachten Rahmen vorgestellt. Hierbei wurde sowohl der Parameter Mörtelfestigkeit als auch die Betonfestigkeit variiert und deren Einfluss auf das Tragverhalten diskutiert und herausgearbeitet. Die Verifikation der numerischen Modelle erfolgt in Kapitel 8. Hierfür werden die Makro-Elemente über Subroutinen in den FE-Code ABAQUS implementiert. Die Nachrechnung eines dreifeldrigen, dreistöckigen ausgefachten Rahmens erfolgt in Kapitel 9. Unter Ansatz der gewonnenen Erkenntnisse wurde daraufhin eine siebenstöckige, vierfeldrige Struktur modelliert, verschiedene Arten von Belastungen angesetzt und mehreren nichtlinearen Berechnungen unterzogen. Die Strukturen werden teilweise mit und ohne Mauerwerksausfachung oder als Kombination ausgefachter und unausgefachter Rahmen modelliert. Abschließend werden in Kapitel 10 die wichtigsten Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst. Zusätzlich wird ein Ausblick dahingehend gegeben, wie die programmierten Makro-Elemente in anderen Ingenieurbereichen sinnvoll und effektiv angewandt werden können und welche Erweiterungen von Interesse sein könnten.

2 Konstitutive Beschreibung der Materialien

2.1 Momenten-Krümmungs-Beziehung von Stahlbetonquerschnitten

Das Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton kann auf drei Integrationsebenen betrachtet werden. Auf der Materialebene wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung der individuellen Komponenten Beton und Stahl sowie das Verbundverhalten zwischen den beiden Komponenten, i.d.R. als Verbundspannung-Schlupf-Beziehung, betrachtet. Diese Last-Verformungs-Beziehungen lassen sich durch Versuche gewinnen und werden anschließend als technische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in den Normen verankert. Auf der etwas höheren Integrationsstufe, der Querschnittsebene, erfolgt die Beschreibung des Materialverhaltens vom Verbundwerkstoff Stahlbeton als Momenten-Krümmungs-Beziehung. Auf Tragwerksebene, welche die oberste Integrationsstufe repräsentiert, wird das Tragverhalten von statischen Systemen über die Momenten-Rotations-Beziehung des Stahlbetons dargelegt. Dabei kann vermerkt werden, dass durch die Ableitung der Last-Verformungs-Beziehung auf höhere Integrationsebenen das Verformungsverhalten eines Tragwerks um so weniger von örtlichen Schwachstellen beeinflusst wird, je höher die Integrationsstufe ist (König und Mitautoren [78]).

Wie oben bereits erwähnt, lässt sich die Last-Verformungs-Beziehung des Verbundwerkstoffes Stahlbeton unter Ansatz der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton und Stahl querschnittsbezogen als Momenten-Krümmungs-Beziehung beschreiben. Näherungsweise lässt sich dieser Verlauf durch einen dreilinearen Polygonzug darstellen (Abbildung 2.1). Die Knickpunkte dieses polygonartigen Linienzuges werden durch drei charakteristische Zustände definiert. Der erste Knickpunkt repräsentiert den Übergang des Stahlbetonquerschnitts vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II. Zu diesem Zeitpunkt wird die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ des Betons überschritten. Die Lage dieses Knickpunktes wird durch das Rissmoment M_{cr}

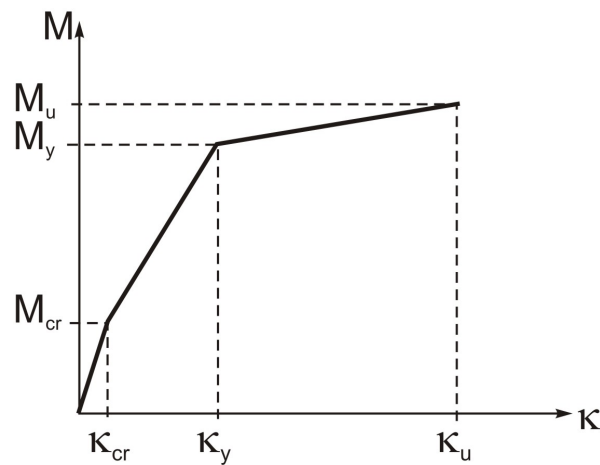


Abbildung 2.1: Idealisierte dreilineare Momenten-Krümmungs-Beziehung

und der zugehörigen Risskrümmung κ_{cr} definiert, die sich nach den bekannten Gleichung 2.1 und 2.2 berechnen.

$$M_{cr} = \left(f_{ct,fl} + \frac{N}{A_i} \right) \cdot \frac{I_i}{z} \quad (2.1)$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c \cdot I_i} \quad (2.2)$$

Dabei entspricht A_i und I_i der ideellen Querschnittsfläche bzw. des ideellen Flächenträgheitsmoments. Der Abstand zwischen Schwerachse und äußerem Zugrand des Querschnittes wird mit z bezeichnet.

Mit dem Übergang von Zustand II in den Zustand III wird die Streckgrenze f_y des Betonstahls erreicht und es kommt zum Fließen des Stahls. Die Lage des Knickpunktes definiert sich über das Fließmoment M_y und der zugehörigen Fließkrümmung κ_y . Beim dritten Knickpunkt wird die maximale Betonstauchung erreicht. Dieser Zeitpunkt wird durch das Bruchmoment M_u und durch die Bruchkrümmung κ_u definiert. Die Ermittlung der Momente und Krümmungen erfolgt entweder iterativ unter Annahme definierter Spannungszustände im Bewehrungsstahl und in der Betondruckzone oder direkt unter Ansatz vereinfachter Annahmen. Eine ausführliche Beschreibung zur Berechnung dieser Momente liefern u.a. die Arbeiten von König [78] und Hohlsiepe [66].

2.1.1 Einfluss der Normalkraft

Ein wesentlicher Einfluss auf die Gestalt der dreilinearen Momenten-Krümmungs-Beziehung hat die Normalkraft N . Wird der Querschnitt durch eine zusätzliche Normalkraft belastet erhöht sich dadurch das Rissmoment M_{cr} . Der Querschnitt bleibt somit länger im Zustand I. Die aufnehmbaren Momente steigen mit zusätzlicher Druckkraft gleichfalls an, insofern der Querschnitt stärker überdrückt wird. Treten jedoch sehr große Druckspannungen auf, kann es dazu führen, dass vor Erreichen der Fließdehnung im Bewehrungsstahl die Betongrenzstauchung erreicht wird. Dies wiederum bedeutet eine Abnahme des aufnehmbaren Moments. Zu dem Zeitpunkt, an dem in der Bewehrung gerade die Fließdehnung und in der Betondruckzone gerade die Betongrenzstauchung erreicht wird, besitzt der Querschnitt seine größte Momententragfähigkeit. Diese Normalkraft wird als N_{bal} (balance force) bezeichnet. In Abbildung 2.2 sind M-N- κ -Diagramme für einen Rechteckquerschnitt nach König und Tue [79] abgebildet, wobei die bezogenen Größen angesetzt wurden. Der mechanische Bewehrungsgrad entspricht einem konstanten Wert von $\omega = 0,5$. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender bezogener Normalkraft unterhalb von v_{bal} das bezogene Moment μ zunimmt. Nach Überschreiten von v_{bal} nimmt das bezogene Moment wieder ab. Bezüglich der bezogenen Krümmungen ist ein Anstieg zu erkennen, sofern die bezogenen Normalkräfte kleiner sind als v_{bal} . Anschließend nehmen die bezogenen Krümmungen wieder ab.

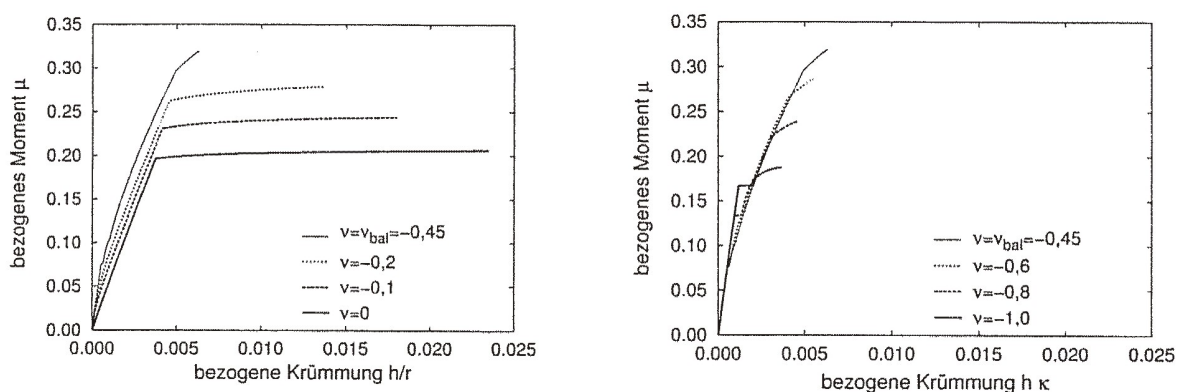


Abbildung 2.2: M-N- κ Diagramm nach König [79]

2.1.2 Einfluss des Bewehrungsgrades

Auch der mechanische Bewehrungsgrad ω hat einen erheblichen Einfluss auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung. Die Steifigkeit im Zustand I sowie

das Rissmoment M_{cr} und die Risskrümmung κ_{cr} bleibt vom Bewehrungsgrad praktisch unbeeinflusst, sofern der Einfluss der Bewehrung im Zustand I vernachlässigt wird. Nachdem sich der Querschnitt im Zustand II befindet ist der Einfluss des Bewehrungsgrades erheblich. Bei kleinen Bewehrungsgraden und vor dem Fließen des Bewehrungsstahles ist der Kraftanteil in der Betondruckzone deutlich größer als in der Druckbewehrung. Entsprechend ergibt sich eine vom Materialverhalten des Betons beeinflusste nichtlineare Momenten-Krümmungs-Beziehung. Wird die Fläche der Druckbewehrung erhöht, d.h. der Bewehrungsgrad gesteigert, wird sich ein nahezu linearer Anstieg der Momenten-Krümmung-Kurve im Zustand II ergeben. König und seine Mitautoren [78] hatten festgestellt, dass sowohl bei sehr großen als auch bei sehr kleinen Bewehrungsgraden der zusätzliche Anteil an Krümmungen bis zum Erreichen des Bruchmomentes deutlich reduziert wird. In Abbildung 2.3 sind die Riss-, Fließ- und Bruchmomente mit den dazugehörigen Krümmungen dargestellt. Daran ist zu erkennen, dass bei einem mechanischen Bewehrungsgrad von etwa $\omega^* = 0,8$ die maximale Bruchkrümmung κ_u erreicht wird. Mit diesem Bewehrungsgrad wird gleichzeitig sowohl die maximale Grenzstauchung des Betons als auch das maximale Dehnungsvermögen des Stahl ausgenutzt. Für kleinere Bewehrungsgrade $\omega < \omega^*$ wird die Grenzstauchung des Betons nicht erreicht, weshalb das Versagen des Querschnitt durch Reißen des Stahls eintritt. Andernfalls, für größere Bewehrungsgrade $\omega > \omega^*$, wird ein Versagen in der Betondruckzone eintreten.

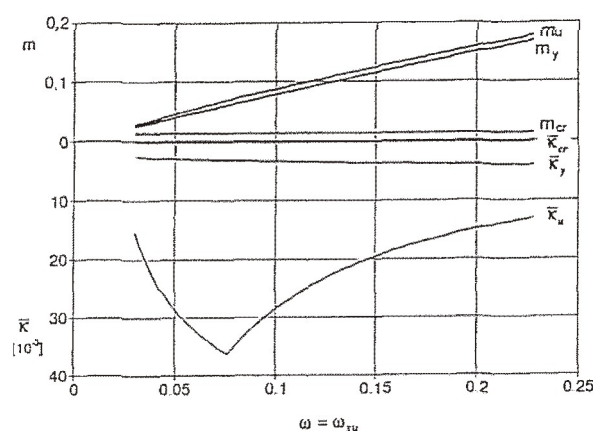


Abbildung 2.3: Riss-, Fließ- und Bruchmoment und zugehörige Krümmungen in Abhängigkeit vom mechanischen Bewehrungsgrad ω

2.2 Momenten-Rotations-Beziehung von Stahlbetonquerschnitten

Wird ein Stahlbetonbauteil zunehmender Belastungen ausgesetzt, werden sich solange Querschnittsverformungen einstellen, bis an einem weniger stark bewehrten Querschnitt die elastische Querschnittstragfähigkeit erreicht ist. Als Folge wird sich an dieser Stelle ein Riss in der Zugzone bilden und die Bewehrung fängt bei entsprechender Dehnung an zu fließen. Es bildet sich somit ein Fließgelenk aus. Mit wachsenden Belastungen wird in der Folgezeit im nahe gelegenen Bereich in weiteren Querschnitten der Bewehrungsstahl zum Fließen kommen, so dass sich eine plastische Zone ausbildet und dadurch die Verdrehung dieses Bauteilabschnittes deutlich erhöht. Um neben den Verformungseigenschaften der einzelnen Querschnitte, wie es im vorherigen Kapitel durch die Momenten-Krümmungs-Beziehung getätigt wurde, nun auch die eben beschriebene Aufteilung des Stahlbetonbauteils in ungerissene, gerissene und plastizierende Bereiche zu berücksichtigen, bedarf es des Übergangs von der Querschnittsebene auf die Tragwerksebene. Dieser Übergang macht einen weiteren Integrationsschritt erforderliche und führt auf die Momenten-Rotations-Beziehung. In Abbildung 2.4 wird der Übergang von Querschnittsebene auf Tragwerksebene verdeutlicht. Sowohl der Momenten- als auch der Krümmungsverlauf eines unter Einzellast befindlichen Trägers sind darin abgebildet. Die Gesamtrotation des Trägers ergibt sich aus dem Integral der Krümmungen über die Trägerlänge l (Gleichung 2.3), d.h. die eingeschlossene Fläche unter der Krümmungslinie kennzeichnet die Rotation.

$$\theta = \int_0^l \kappa dx \quad (2.3)$$

Für die Ermittlung der zulässigen Momentenumlagerung werden derzeit Nachweisverfahren angewandt, die auf dem Nachweis der plastischen Rotationsfähigkeit aufbauen. In Abbildung 2.4 sind in grau die Bereiche gekennzeichnet, die auf Basis vorgeschlagener Definitionen nach Dilger [29], Bachmann [10], Eifler [47] und CEB [20] zur Ermittlung der plastischen Rotation angesetzt werden.

Werden die Integrationen für charakteristische Laststufen durchgeführt, kann der Verlauf der Momenten-Rotations-Beziehung wie in Abbildung 2.5 dargestellt konstruiert werden. Wie bei der Momenten-Krümmungs-Beziehung sind auch bei dieser Darstellung die charakteristischen Knickpunkte zu erkennen.

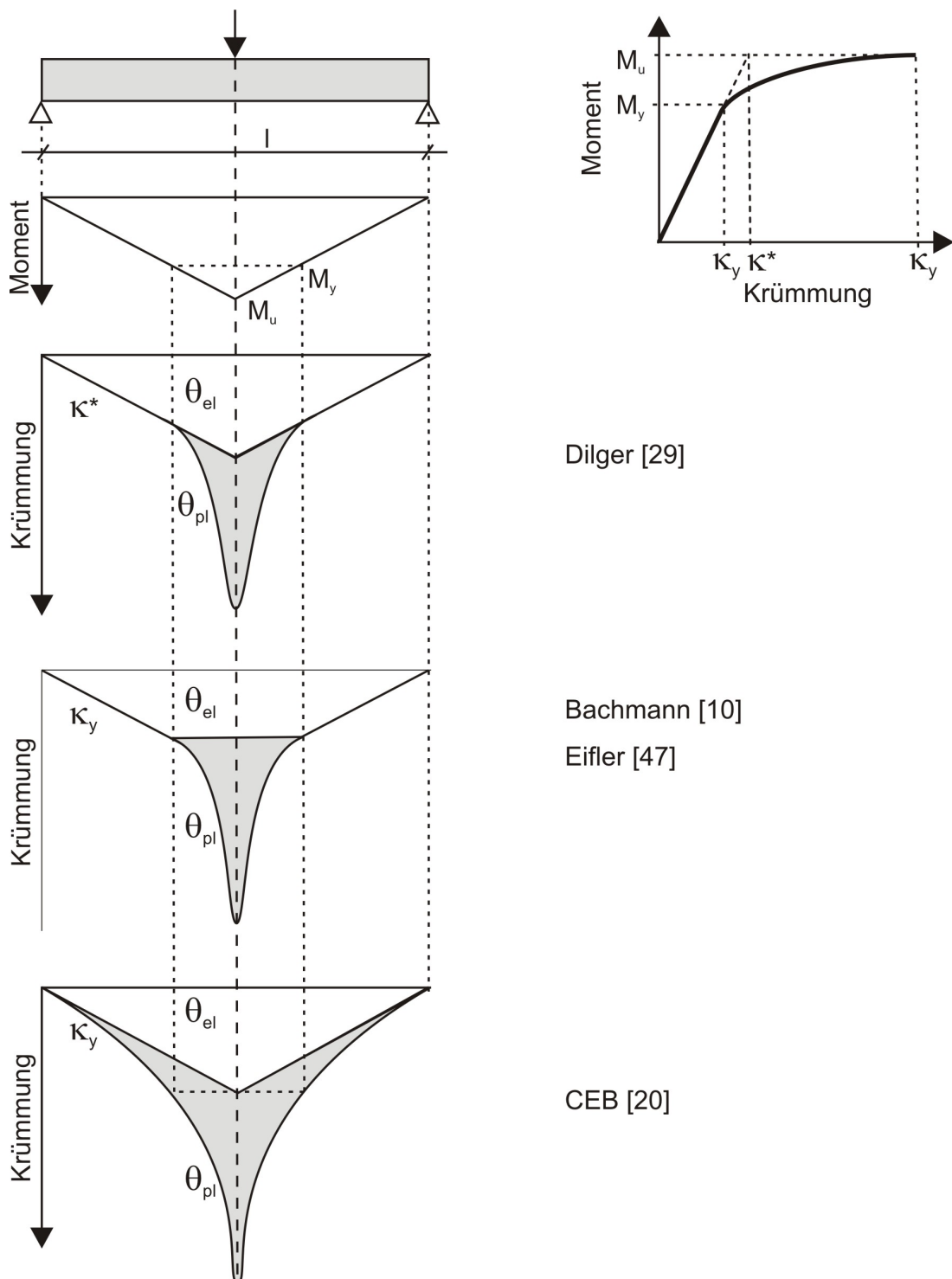


Abbildung 2.4: Verschiedene Modelle zur Ermittlung der plastischen Rotation aus Möller [97]

Der in Abbildung 2.5 gekennzeichnete elastische Rotationsanteil ergibt sich durch Integration der Krümmungen zwischen zwei Momentennullpunkten unter der Fließlast. Die plastische Rotation definiert sich durch die Differenz zwischen den Rotationen des Bauteils bei Stahlfließen und derer beim Versagen des Querschnitts. Ein Versagen des Querschnitts infolge Biegung tritt dabei entweder durch Erreichen der Betonbruchstauchung oder der Stahlbruchdehnung ein. Die Summe aus elastischer und plastischer Rotation führt schließlich zur Gesamtrotation.

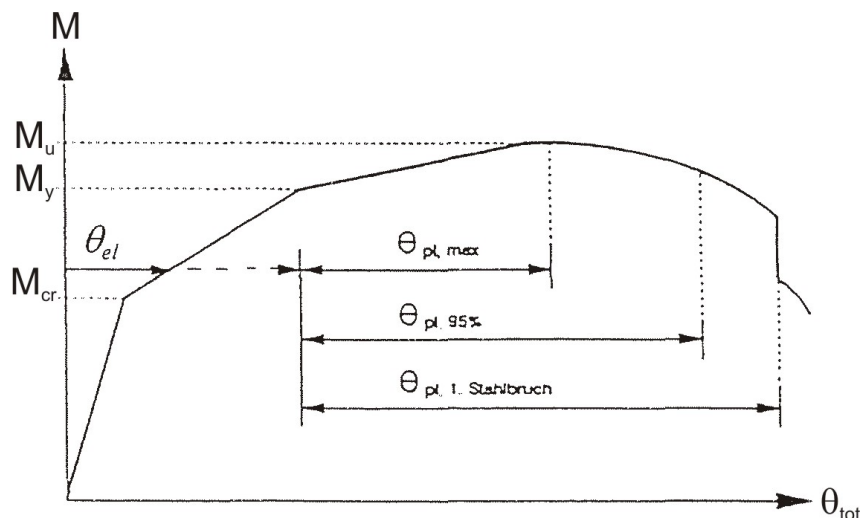


Abbildung 2.5: Momenten-Rotations-Diagramm (König [78])

Eine ausführliche Beschreibung weiterer experimenteller und theoretischer Untersuchungen zur Ermittlung der plastischen Rotation bieten u.a. Li [81] und Nguyen [102]. Im Folgenden werden die wichtigsten Einflussparameter auf das Rotationsverhalten von Stahlbetonbauteilen dargelegt.

2.2.1 Einfluss des mechanischen Bewehrungsgrades

In Abbildung 2.6 ist qualitativ das gesamte Rotationsvermögen über den mechanischen Bewehrungsgrad ω aufgetragen. Es zeigt sich der typische dachförmige Verlauf, wobei vor dem Hochpunkt ein Stahlversagen und nach dem Hochpunkt ein Betonversagen eintritt. Für den Fall des Stahlversagens und größer werdendem Bewehrungsgrad steigt die Rotationsfähigkeit an. Die Ursache hierfür liegt darin, dass der mittlere Rissabstand abnimmt und infolgedessen auch das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen kleiner wird. Die Dehnungen des Stahls bei Erreichen der Fließspannung f_y werden größer und entsprechend auch die Rotationen. Im Fall des Betonversagens nimmt die

Rotation infolge zunehmender Bewehrungsgrade ab. Der Grund liegt darin, dass durch größere Bewehrungsgrade die Dehnung des Betonstahls verringert und dadurch die Querschnittsverkrümmung vermindert wird, was eine Abnahme der Rotationen zur Folge hat. Bei sehr hohen Bewehrungsgraden ist kaum noch ein Unterschied bei den plastischen Rotationen zu beobachten. In diesem Fall wird ein sprödes Versagen der Betondruckzone eintreten.

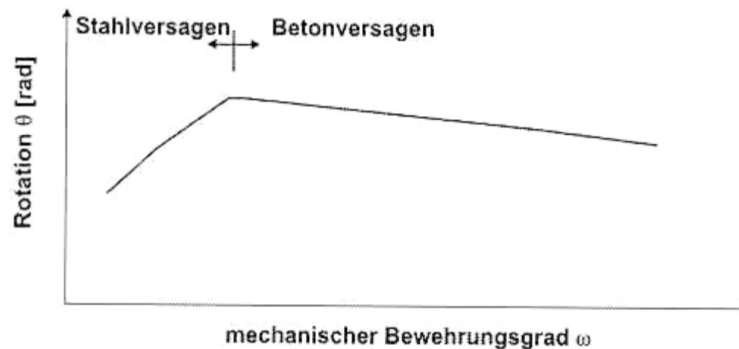


Abbildung 2.6: Charakteristischer Verlauf der Rotation θ über den mechanischen Bewehrungsgrad ω

2.2.2 Einfluss der Betondruckzone

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Rotationsfähigkeit hängt ganz wesentlich davon ab, ob ein Betonversagen oder Stahlversagen eintritt. Für den Fall des Betonversagens wird durch eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit die Rotationsfähigkeit erhöht. Das ist deshalb so, weil durch die höhere Betondruckfestigkeit eine Zunahme der Stahldehnungen aktiviert werden kann und somit die Querschnittsverkrümmungen ansteigen. Ist Stahlversagen maßgebend, verringert sich mit höherer Betondruckfestigkeit die Rotationsfähigkeit, insofern die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ansteigt.

Durch eine Umschnürungsbewehrung kann das Verformungsvermögen in der Betondruckzone gesteigert werden. Mit zunehmender Betongrenzstauung kann im Fall des Betonversagens die Rotationsfähigkeit deutlich gesteigert werden, was wiederum auf die Zunahme der Stahldehnungen zurück zu führen ist. Wird zusätzlich eine Druckbewehrung eingelegt, führt dies zu einer erheblichen Entlastung der Betondruckzone. Die Bruchmomente sowie die zugehörigen Stahldehnungen können gesteigert werden, was zu einer Verbesserung der Rotationsfähigkeit führt.

2.2.3 Einfluss der Duktilität des Bewehrungsstahls

Wird die Duktilität des Bewehrungsstahls erhöht, bedeutet dies, dass nach Überschreiten der Zugfestigkeit größere Dehnungen bis zum Erreichen der Streckgrenze aufgenommen werden können. Für den Fall des Stahlversagens im Querschnitt kann dadurch die Rotationsfähigkeit infolge der Aktivierung zusätzlicher Dehnungen deutlich erhöht werden. Wird jedoch der Fall eines Betonversagens eintreten, können keine zusätzlichen Dehnungen aktiviert werden, weshalb eine Erhöhung der Duktilität des Bewehrungsstahl keinen Einfluss mehr hat.

2.3 Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk wurde bisher nur wenig untersucht. Lange Zeit waren die maximale Druckfestigkeit und der E-Modul die einzigen erforderlichen Parameter zur Berechnung bzw. Beschreibung des Mauerwerksverhaltens. Um den Spannungs-Dehnungs-Verlauf zu erhalten werden Mauerwerkspfeiler oder -scheiben durch eine monoton ansteigende Vertikallast belastet. Insofern bei Beginn der Belastung sich das Mauerwerk noch linear elastisch verhält zeigt die Spannungs-Dehnungs-Kurve anfangs einen linearen Anstieg. Ameny [2] beobachtete z.B. an mehreren Versuchen einen linearen Anstieg bis zu einem Spannungs-Dehnungs-Verhältnis von 0,12 bis 0,25. Mit Eintreten der Risse und damit einem nichtlinearen Verhalten des Mauerwerks verläuft die Spannungs-Dehnungs-Kurve in etwa parabelförmig bis zum Erreichen der maximalen Druckfestigkeit und fällt dann stark ab. Gewöhnlich ist der abfallende Ast im Vergleich zu Beton etwas steiler, insofern das Druckversagen beim Mauerwerk meist spröder ist als beim Beton (Meyer und Schubert [96]). Bezüglich zur Steigung des abfallenden Astes gilt zudem, dass mit größerer Mörtelfestigkeit die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Kurve im Nachbruchbereich ansteigt.

In Abbildung 2.7 sind die von Powell und Hodgkinson (erwähnt in Hendry [64]) ermittelten typischen Spannungs-Dehnungs-Kurven von Mauerwerk infolge monoton ansteigender Vertikallast dargestellt. Alle vier Mauerwerkspfeiler wurden mit dem gleichen Zementmörtel ($\beta_{D,Mo} = 15,0 \text{ MN/m}^2$) aber mit unterschiedlichen Mauersteinen ($\beta_{D,St} = 69,6; 71,7; 25,5; 45,3 \text{ MN/m}^2$) ausgeführt. Mit Hilfe spezieller Messtechnik gelang es ihm den abfallenden Ast

nach Erreichen der maximalen Druckfestigkeit aufzuzeichnen. Es zeigt sich, dass es keinen einheitlichen Bezug zwischen der maximalen Druckspannung des Mauerwerks $\beta_{D,Mw}$ und der zugehörigen Dehnung ε_c gibt. Werden die Kurven jedoch in dimensionsloser Form dargestellt, fanden Powell und Hodgkinson heraus, dass alle vier Kurven sehr ähnlich sind und mit der folgenden Parabelgleichung abgebildet werden können.

$$\frac{\sigma}{\beta_{D,Mw}} = 2 \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)^2 \quad (2.4)$$

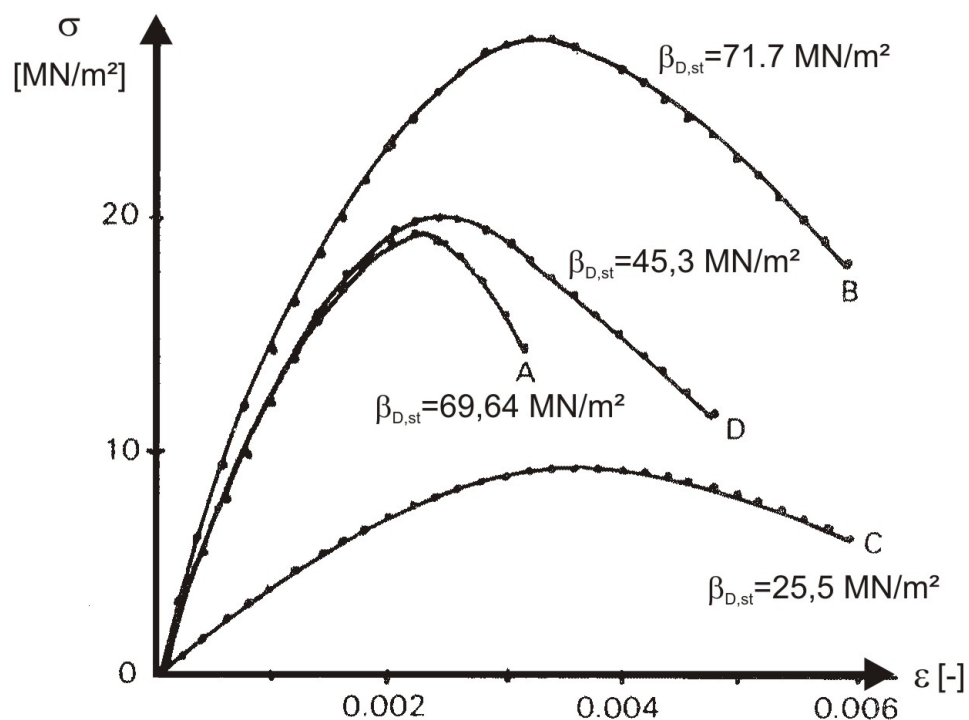


Abbildung 2.7: Spannungs-Dehnungs-Kurven im Druckbereich für Mauerwerk mit unterschiedlichen Mauersteinen [64]

Binda und seine Mitautoren [15], [16] untersuchten den Einfluss des Mörtels auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk. Für die Prüfkörper verwendeten sie jeweils die gleichen Lehmziegel und kombinierte diese mit drei unterschiedlichen Mörteltypen. Die Spannungs-Dehnungs-Kurven zeigten bei allen drei Mauerwerkskörpern einen linearen Anstieg bis zu etwa 75 % der maximalen Druckspannung $\beta_{D,Mw}$. Dieser Punkt liegt deutlich über der

Spannung σ_{cr} bei Eintritt der ersten Risse. Aus diesem Grund definierten sie für die Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs zwei Gleichungen 2.5. Die erste Gleichung repräsentiert eine lineare Steigung bis zu einem Spannungslevel von 75 % der maximalen Druckspannung. Anschließend erfolgt ein parabelförmiger Verlauf bis zum Erreichen der maximalen Druckspannung.

$$\begin{aligned} \sigma &= E_0 \cdot \varepsilon & 0 \geq \varepsilon \geq \varepsilon_{el} \\ \frac{\sigma}{\beta_{D,Mw}} &= 0,25 \cdot \left[7 \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{el}} - 2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{el}} \right)^2 - 2 \right] & \varepsilon_{el} \geq \varepsilon \geq 2 \cdot \varepsilon_{el} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Mit E_0 wird der E-Modul des Mauerwerks berücksichtigt, der wiederum von den E-Moduln des verwendeten Mauersteins sowie des Mörtels abhängt. Die Dehnung ε_{el} entspricht der Dehnung bei 75 % der maximalen Druckspannung.

Auf der Basis mehrerer Versuche an Mauerwerkskörpern, hergestellt aus sechs verschiedenen Steinen und zwei unterschiedlichen Mörtelmischungen, untersuchten Sinha und Pedreschi [140] das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk. Während der Versuchsdurchführungen fand die Dehnungsmessung nur bis zu 95 % der maximalen Mauerwerksdruckfestigkeit statt. Für eine mathematische Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Kurve bis zum Erreichen der maximalen Festigkeit wurden die experimentellen Ergebnisse extrapoliert. Sie gingen weiterhin von einem sehr spröden Versagen der Versuchskörper aus, wodurch die Bruchdehnung ε_u zum Zeitpunkt der maximalen Festigkeit des Mauerwerks $\beta_{D,Mw}$ eintritt. Somit wird in ihrer Arbeit der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Kurve nicht berücksichtigt. Die Autoren schlugen das folgende Polynom zur dimensionslosen Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Kurve vor.

$$\frac{\sigma}{\beta_{D,Mw}} = -0,0061 + 2,265 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right) - 2,092 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^2 + 0,834 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u} \right)^3 \quad (2.6)$$

McNary und Abrams [92] führten einaxiale Drucktests an Mauerwerkskörper durch, womit sie den Einfluss der Mauerstein- und Mörtel Eigenschaften bewerteten. Die Mauerwerkskörper wurden aus zwei verschiedenen Mauersteinen, kombiniert mit vier unterschiedlichen Mörtelmischungen, hergestellt. Die Versuche haben ergeben, dass die Versuchskörper mit sehr festem Mörtel abrupt, durch ein plötzliches Eintreten von Rissen, versagen. Bei eher weichem Mörtel

war das Fortschreiten der Rissentwicklung deutlich langsamer und das Versagen duktiler. Des Weiteren stellten sie fest, dass die Spannungs-Dehnungs-Kurve bis zur maximalen Festigkeit und kleiner werdender Mörtelfestigkeit zunehmend nichtlinearer wird. Für sehr festen Mörtel war nahezu ein lineares Verhalten zu beobachten. Diese Beobachtungen lassen einen erheblichen Einfluss der Mörtel­eigenschaften auf die Verformung des Mauerwerksversuchskörpers erkennen. Den Einfluss der Mauersteineigenschaften auf die Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bewerteten McNary und Abrams, auch auf Grundlage zusätzlicher Versuchsdaten, als sehr klein.

Priestley und Elder [118] untersuchten den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk. Sie führten diesbezüglich eine große Serie von Versuchen durch, wobei sie das Mauerwerk durch Einlegen von Stahlplatten in den Lagerfugen bewehrten. Es zeigte sich, dass bei hoher Dehnrates die maximale Festigkeit um 20,5 % gesteigert wurde. Des Weiteren haben die Autoren festgestellt, dass die Anfangssteifigkeit E_0 als auch die Dehnung ε_c bei Erreichen der maximalen Festigkeit für kleine und hohe Dehnrates nahezu identisch ist. Allerdings nahm ε_c einen durchschnittlichen Wert von 0,00152 an und nicht wie bei Beton einen Wert von 0,002. Die Bewehrung bewirkte einen deutlichen Anstieg der maximalen Mauerwerksfestigkeit, insbesondere bei kleinen Dehnrates. Zudem verlief der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Kurve sehr viel flacher. Für die Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Mauerwerks infolge der oben genannten Einflüsse behelfen sich die Autoren einer Methode von Kent und Park [71]. Diese, eigentlich für die Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Kurven von Stahlbetonwürfeln entwickelte Methode wurde derart modifiziert, dass damit das Spannungs-Dehnungs-Verhalten sowohl des bewehrten als auch des unbewehrten Mauerwerks bei hohen und kleinen Dehnrates beschrieben werden kann. In Abbildung 2.8 sind die experimentell und theoretisch ermittelten Spannungs-Dehnungs-Kurven unbewehrter und bewehrter Mauerwerkskörper dargestellt.

Ewing und Kowalsky [50] führten eine Serie von 15 Versuchen an bewehrtem und unbewehrtem Lehmziegelmauerwerk durch. Die Bewehrung erfolgte wie bei Priestley und Elder durch Stahlplatten in der Lagerfuge. Sowohl die bewehrten als auch die unbewehrten Versuchsergebnisse zeigen einen ähnlichen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kurve. In beiden Fällen konnte eine parabelförmig ansteigende Kurve mit anschließendem linear abfallendem Ast beobachtet werden. Bei dem abfallenden Ast spielt der Wert $0,2 \cdot \beta_{D,Mw}$ eine

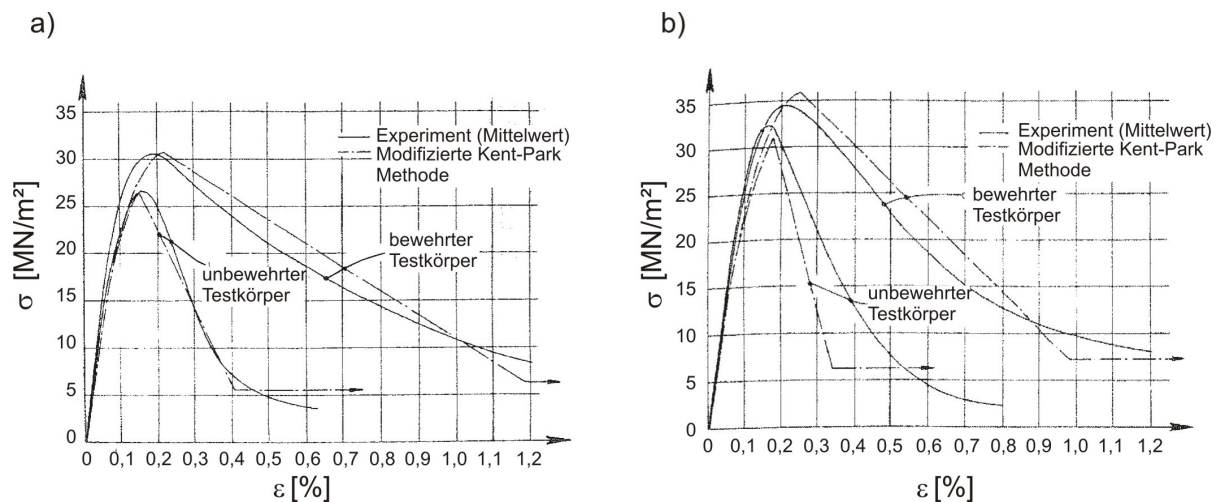


Abbildung 2.8: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Kurven bewehrter und unbewehrter Mauerwerkskörper infolge kleiner Dehnrage a) und großer Dehnrage b) [118]

wesentliche Rolle, insofern ab diesem Wert die abfallende Kurve horizontal weiter verläuft. Die Autoren stellten fest, dass durch Stahlplatten in der Lagerfuge zum Einen die maximale Mauerwerksfestigkeit $\beta_{D,Mw}$ um 40 % erhöht und die Dehnung bei $0,2 \cdot \beta_{D,Mw}$ von 0,0087 (unbewehrt) auf 0,069 (bewehrt) gesteigert werden kann.

2.4 Druckfestigkeit von Mauerwerk

Die Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge ist der Parameter des Mauerwerks, der in den letzten Jahren und Jahrzehnten die größte Beachtung erhalten hat. Die Ermittlung der Druckfestigkeit erfolgt durch eine monoton ansteigende konzentrische Belastung von Mauerwerkspfeiler oder -scheiben. Das Versagen kündigt sich bereits bei sehr kleinen Belastungen, deutlich unterhalb der Druckfestigkeit, durch Entstehung von Rissen parallel zur Belastungsrichtung an. Bis zu diesem Zeitpunkt verhält sich die getestete Mauerwerksstruktur linear elastisch. Mit den ersten Rissen zeigt das Mauerwerk ein deutlich nichtlineares Verhalten. Mit ansteigender Druckbelastung entstehen weitere vertikale Risse bis sich die getestete Wand in mehrere „Stützen“ aufspaltet und somit nicht mehr in der Lage ist, zusätzliche Belastungen aufzunehmen. In Abbildung 2.9 ist das typische Schadensbild einer konzentrisch belasteten Mauerwerksscheibe dargestellt.

Die Größe der Druckfestigkeit steht in direktem Bezug zur Interaktion zwi-

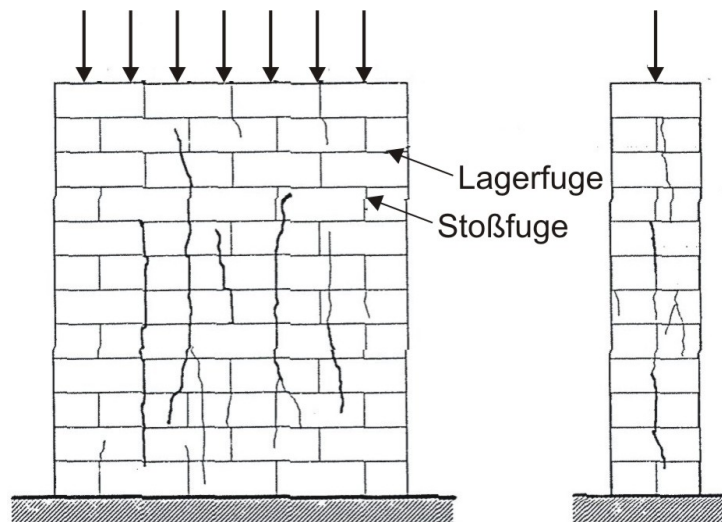


Abbildung 2.9: Versagensbild einer Mauerwerkswand unter konzentrischer Druckbelastung (Crisafulli [23])

schen Mauerstein und Mörtel sowie deren unterschiedlichen Verformungseigenschaften. Wird das Mauerwerk durch Druck belastet, versucht sich der Mauerstein und die Mörtelfuge seitlich auszudehnen. Weil jedoch die Querverformbarkeit des Mörtels in der Lagerfuge deutlich größer ist als die des Mauersteins wird der Mörtel an der Querverformung durch den Stein gehindert. Es entstehen somit Querdruckspannungen im Mörtel und Querkzugspannung im Stein (Abbildung 2.10). Je größer der Querverformungsunterschied ist, desto geringer ist die Druckfestigkeit des Mauerwerks. Folglich hängt die Mauerwerksfestigkeit im Wesentlichen von der Steinzugfestigkeit und der Querverformung des Mörtels ab.

In der Literatur finden sich viele Studien, in denen die Mauerwerksfestigkeit als Funktion der Eigenschaften der Steine und der des Mörtels entwickelt wurde. Kirtschig [73] hatte diesbezüglich 187 Versuchsergebnisse ausgewertet und mit mehreren empirischen Ansätzen verglichen. Alle Gleichungen zeigten einen funktionellen Zusammenhang zwischen der Stein-, Mörtel- und Mauerwerksfestigkeit. Weil die Gleichungen jedoch sehr kompliziert waren, hat Kirtschig einen vereinfachten Ausdruck entwickelt, bei dem die Mauerwerksdruckfestigkeit linear von der Stein- und Mörtelfestigkeit abhängt. Es zeigte sich, dass damit die Versuchsergebnisse gut nachgebildet werden konnten. Im Folgenden werden nun die wesentlichsten Zusammenhänge zwischen der Stein-, Mörtel- und Mauerwerksfestigkeit kurz vorgestellt.

Leichtmörtel besitzen eine größere Querverformbarkeit als Normalmörtel.

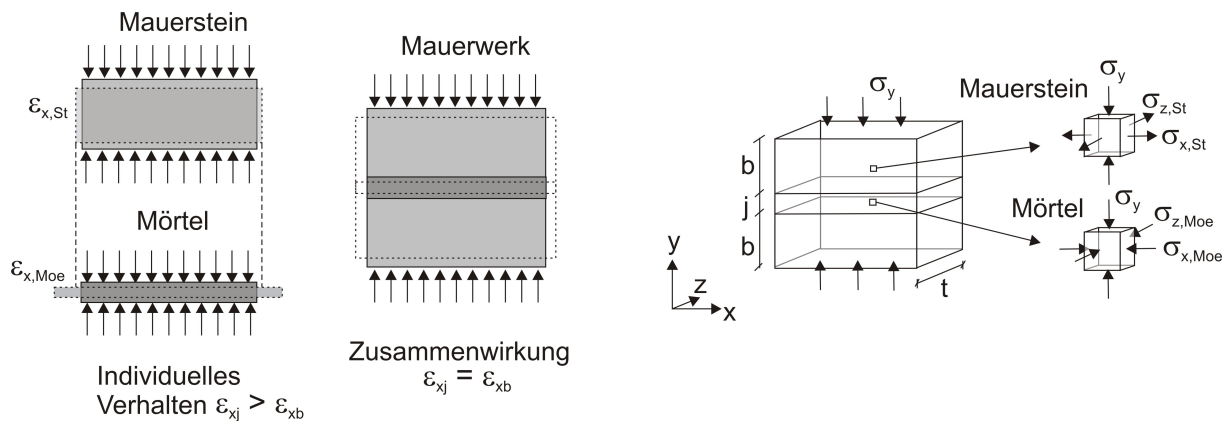


Abbildung 2.10: Einfluss unterschiedlicher Querverformbarkeit des Mörtels und Mauersteins

Dies führt zu einem größeren Querdehnungsunterschied zwischen Mauerstein und Leichtmörtel. Selbst bei gleicher Mörteldruckfestigkeit von Leicht- und Normalmörtel wird sich dadurch die Mauerwerksdruckfestigkeit verringern. Dieser ungünstige Einfluss des Leichtmörtels wurde intensiv von Schubert [131] untersucht, indem er eine Vielzahl an Versuche aus der Literatur an Poren- und Leichtbetonmauerwerk mit Leichtmörtel auswertete. Zusätzlich stellte Schubert klar, dass der Einfluss von Dünnbettmörtel auf die Mauerwerksfestigkeit nur sehr gering ist. Die Ursache liegt hierbei in der geringen Mörtelfugendicke von etwa 2 bis 3 mm und der infolgedessen resultierenden vernachlässigbaren Querverformbarkeit (Schneider [129]). Der Einfluss der Morteldicke wurde auch von Hendry [64] behandelt. Er berichtet, dass bei einer Mörteldicke von 16 bis 19 mm die Festigkeit im Vergleich zu einer 10 mm dicken Mörtelfuge um 30 % verringert sein kann.

Ein weiterer großer Einfluss auf die Mauerwerksdruckfestigkeit hat der Feuchtegehalt der Steine in Kombination mit dem Wassergehalt des Mörtels (Schubert [130], Kirtschig [73]). Bei einem geringen Wassergehalt des Mörtels kann es zu einem Mangel an erforderlichem Restwasser kommen, sodass die maximal mögliche Festigkeit des Mörtels nicht komplett erreicht werden kann. Bei großem Wassergehalt entstehen sehr viele Kapillarporen, wodurch die Festigkeit ebenso beträchtlich reduziert werden kann. Die Wasserabgabe des Mörtels wird stark von der Wasseraufnahmefähigkeit des Mauersteins und somit von dessen Feuchtegehalt beeinflusst. Verfügt ein Mauerstein über die Möglichkeit einer großen Wasseraufnahme über einen größeren Zeitraum besteht die Gefahr, dass der Mörtel zu viel Wasser abgibt. Die Folge wäre folglich eine zu kleine Mörtelfestigkeit.

Der Mauerwerksverband beeinflusst ebenfalls die Druckfestigkeit. Insofern in den Stoßfugen wegen der geringen Haftzugfestigkeit Kräfte kaum aufgenommen werden können, müssen diese in den Lagerfugen über- und unterhalb der Stoßfuge übertragen werden. Versuche an Mauerwerkspfeilern zeigen deshalb bei vermörtelten Stoßfugen eine geringere Druckfestigkeit als bei unvermörtelten Stoßfugen. Dieser Einfluss zeigt sich auch deutlich an Mauerwerkswänden, die in Wandtiefe aus mehreren Steinreihen bestehen und somit zusätzliche Stoßfugen durch Vermörtelung entstehen. Zwischen 10 und 20 % ist die Druckfestigkeit in diesem Fall geringer als bei Einsteinmauerwerk (Steinbreite gleich Wandbreite) (Schneider [129]).

Weil die Steinzugfestigkeit sehr schwer zu bestimmen ist haben die meisten Wissenschaftler zur Ermittlung der Mauerwerksfestigkeit empirische Gleichungen vorgeschlagen, die von der Steindruckfestigkeit $\beta_{D,St}$ und der Mörteldruckfestigkeit $\beta_{D,Moe}$ abhängen. Eine ausführliche Liste empirischer Beziehungen kann u.a. in Vratsanou [153] nachgelesen werden. In der Regel erfolgt heute die Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit durch die Gleichung 2.7 (Schermer [126], Biegholdt [14]). Zwei wesentliche Zusammenhänge sind in dieser Gleichung berücksichtigt. Zum einen wird die Mauerwerksfestigkeit größer mit anwachsender Stein- und/oder Mörtelfestigkeit. Zum anderen wird die Mauerwerksfestigkeit Null, sobald entweder die Mauerstein- oder die Mörtelfestigkeit zu Null wird. Es muss allerdings erwähnt werden, dass entsprechend vieler Untersuchungen durchaus eine gewisse Mauerwerksdruckfestigkeit vorhanden ist. Dieser Fakt hat jedoch kaum Bedeutung für die praktische Anwendung dieser Formel (Schubert [134]). Der Vorteil dieses Ausdrucks liegt in der guten und zutreffenden Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Mauerwerk-, Mauerstein- und Mörteldruckfestigkeit und ist somit Grundlage vieler empirischer Formeln.

$$\beta_{D,Mw} = a \cdot \beta_{D,St}^b \cdot \beta_{D,Moe}^c \quad (2.7)$$

Die drei Parameter a, b und c hängen von der verwendeten Mauerstein-Mauermörtel-Kombination ab. Schubert [132], [134] präsentiert diesbezüglich eine sehr umfangreiche Tabelle, in welcher die drei Parameter hinsichtlich einer gegebenen Mauerstein-Mauermörtel-Kombination definiert sind.

Mann [90] ermittelte die Werte der drei Parameter a, b und c auf Basis einer statistischen Auswertung von über 900 Versuchsergebnissen unterschiedlichster Mauerstein-Mörtel-Kombinationen. Er war der Ansicht, dass es möglich

sein muss, durch eine einzige mathematische geschlossene Funktion den Zusammenhang zwischen den Festigkeiten von Stein, Mörtel und Mauerwerk zu formulieren. Nach Auswertung der Versuchsergebnisse kam er jedoch zu der Erkenntnis, dass die ermittelten Wandfestigkeiten einer sehr großen Streuung, abhängig von den Kombinationen aus Stein- und Mörtelfestigkeit, unterliegen. Die Ermittlung der Wandfestigkeit mit einer einzigen geschlossenen Funktion, für alle Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen, würde somit zwangsläufig ungenaue Ergebnisse liefern.

Vermeltfoort [152] führte 170 Druckversuche an Mauerwerkswänden mit unterschiedlichen Mauersteinen und Mauermörtel durch. Er verglich die experimentellen Ergebnisse mit der Gleichung 2.7, wobei er die Werte für a, b und c entsprechend des Eurocode 6 [42] vornahm. Es zeigte sich, dass mit dieser Formel die experimentellen Resultate nur leicht überbewertet wurden, sodass durchaus von einer guten Abbildung gesprochen werden kann. Trotzdem justierte Vermeltfoort in einem weiteren Schritt die Parameter derart, damit eine „beste“ Abbildung erzielt wurde.

$$\beta_{D,Mw} = 0,71 \cdot \beta_{D,St}^{0,71} \cdot \beta_{D,Moe}^{0,25} \quad (2.8)$$

Biegholdt [14] untersuchte die Druckfestigkeit an historischem Mauerwerk und bediente sich ebenfalls der Gleichung 2.7. Auf Basis dieser Untersuchung präsentierte er den folgenden Ausdruck.

$$\beta_{D,Mw} = 1,0 \cdot \beta_{D,St}^{0,5} \cdot \beta_{D,Moe}^{0,33} \quad (2.9)$$

Für die Mörtelfestigkeit setzte er anschließend den Wert $\beta_{D,Moe} = 0,6 \text{ MN/m}^2$ an und verglich daraufhin die berechneten Ergebnisse mit den Angaben nach DIN 1035-2 [32], wobei eine gute Übereinstimmung zu beobachten war.

Hendry und Malek (erwähnt in Hendry [64]) führten eine statistische Analyse an mehreren hundert Mauerwerkskörpern mit einer Dicke von 102,5 mm und 215 mm durch. Es wurden dabei Vollsteine sowie ein Mörtel mit der Zusammensetzung 1:1/4:3 (Volumenteile Zement:Leim:Sand) verwendet. Sie präsentierten hierfür die folgenden beiden Gleichungen für 102,5 mm dickes Mauerwerk bzw. 215 mm dickes Mauerwerk.

$$\beta_{D,Mw} = 1,242 \cdot \beta_{D,St}^{0,531} \cdot \beta_{D,Moe}^{0,208} \quad (2.10)$$

$$\beta_{D,Mw} = 0,334 \cdot \beta_{D,St}^{0,778} \cdot \beta_{D,Moe}^{0,234} \quad (2.11)$$

Franke und Goretzky [57] präsentierten ein analytisches Modell zur Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk, wobei dessen verwendeten Mauersteine und verwendete Mörtel innerhalb des Modells deutlich unterschiedliche Festigkeiten und Verformungseigenschaften annahmen, wie es oft bei historischen Mauerwerksbauten zu beobachten ist. Sie setzten in ihrem Modell ein linear elastisches Verhalten des Steins an. Das Verhalten des Mörtels erfolgte durch ein nichtlineares Stoffgesetz. Für die numerische Berechnung wurde das Mauerwerk in eindimensionale Prismen unterteilt, indem die Lager- und Stoßfugen als Schnittlinien dienten. Per Zufallsprinzip wurde anschließend eine Anordnung verschiedener fester und verformungsfähiger Steine und Mörtel bestimmt. Unzählige Berechnungen wurden auf diese Art durchgeführt und ausgewertet, auf Basis derer die Autoren die folgende Formel 2.12 zur Berechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit vorschlugen.

$$\beta_{D,Mw} \geq (1, 1 - V_{st}) \cdot \beta_{D,Mw,1} \quad (2.12)$$

mit

$$\beta_{D,Mw,1} = a \cdot \beta_{D,St}^b \cdot \beta_{D,Moe}^c \quad b \leq 0,8, c \leq 0,3 \quad (2.13)$$

Hierbei ist V_{st} der Variationskoeffizient des Mauersteins und muss für die Anwendung der obigen Gleichung gleich dem Variationskoeffizienten des Mörtels sein.

Kirtschig [74] versuchte die Mauerwerksfestigkeit $\beta_{D,mw}$ nicht wie bisher als Funktion der Druckfestigkeiten, sondern als Funktion der E-Moduln in horizontaler Richtung von Mörtel und Stein zu beschreiben, insofern die unterschiedliche Querverformbarkeit von Mörtel und Mauerstein für das Versagen des Mauerwerks verantwortlich ist (Gleichung 2.14). Diesbezüglich wurde eine Testserie an Mauerwerkskörpern durchgeführt, wobei der Mörtel, hergestellt mit mehreren unterschiedlichen Zuschlägen, mit gelochten Lehmziegeln kombiniert wurde. Kirtschig legte die folgende Gleichung zu Grunde

$$\beta_{D,Mw} = a \cdot E_{h,St}^b \cdot E_{h,Moe}^c \quad (2.14)$$

worin $E_{h,St}$ dem E-Modul des Steins und $E_{h,Moe}$ dem E-Modul des Mörtels in horizontaler Richtung entspricht. Die Ermittlung der E-Moduln, sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung, entsprach dem Sekantenmodul bei 30 % der maximalen Druckfestigkeit des Steins bzw. Mörtels. Durch die Methode der kleinsten Quadrate ermittelte er schließlich die Werte für die drei Koeffizienten a, b und c. Er stellte fest, dass mit dieser Gleichung die experimentellen Ergebnisse nur schlecht wiedergegeben werden können. Den Grund hierfür sah er in der großen Wertestreuung der ermittelten E-Moduln in horizontaler Richtung, wodurch er diese durch die E-Moduln in vertikaler Richtung ersetzte (Gleichung 2.15).

$$\beta_{D,Mw} = a \cdot E_{v,St}^b \cdot E_{v,Moe}^c \quad (2.15)$$

Des Weiteren erkannte er, dass beim Mauerstein ein direkter Bezug zwischen dem E-Modul in vertikaler Richtung und seiner Druckfestigkeit besteht. Diesen Zusammenhang konnte er beim Mörtel nicht feststellen, so dass letztendlich Kirtschig die folgende Gleichung 2.16 für die Druckfestigkeit des Mauerwerks präsentierte.

$$\beta_{D,Mw} = 0,97 \cdot \beta_{D,St}^{0,43} \cdot E_{v,Moe}^{0,26} \quad (2.16)$$

In Tabelle 2.1 sind noch einmal die vorgeschlagenen Parameterdefinitionen zur Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,Mw}$ nach Gleichung 2.7 entsprechend der dafür zu Grunde gelegten Randbedingungen angegeben.

Hilsdorf [65] studierte das Verhalten von Mauerwerk unter einaxialer Druckbelastung. Auf Basis dieser Studie entwickelte er eine Methode, womit die Mauerwerksfestigkeit ermittelt werden kann. Einige Annahmen liegen dieser Methode zu Grunde. Wie bereits oben erwähnt, besitzt Mörtel ein deutlich geringeren E-Modul als Stein. Infolge des Verbundes und Reibung zwischen Stein und Mörtel wird sich bei einer Druckbelastung des Mauerwerks im Mörtel ein dreiaxialer Druckspannungszustand ergeben. Im Stein hingegen entstehen biaxiale seitliche Zugspannungen in Kombination mit einer axialen Druckspannung (Abbildung 2.10). Hilsdorf nahm an, dass die seitlichen Spannungen σ_x und σ_z sowohl über die Höhe des Steins als auch des Mörtels konstant verteilt sind (Abbildung 2.11a). Unter der weiteren Annahme, dass sich das Verhalten des Steins durch die Mohr-Theorie repräsentieren lässt, präsentierte er eine geradlinige Versagenseinhüllende (Kurve A in Abbildung 2.11b) für den Stein. Sobald die Zugspannungen im Stein diese Kurve A schneiden bildet

Tabelle 2.1: Bewertung der Parameter a, b und c entsprechend Gleichung 2.7 nach Vorschlägen aus der Literatur

| Autor | a | b | c | Hinweis |
|--------------------------|----------------|--------------------|--------------------|---|
| Schubert [134] | *(1) | *(1) | *(1) | *(1) Parameter entsprechend der Mauerstein-Mörtel-Kombination aus Tabellenwerken [132], [134]. |
| Vermeltfoort [152] | 0,71 | 0,71 | 0,25 | Parameter entsprechend Eurocode 6. Leichte Überbewertung der experimentellen Ergebnisse an 170 Mauerwerksdruckversuchen. |
| Biegholdt [14] | 1,0 | 0,5 | 0,33 | Untersuchung an historischem Mauerwerk. Gute Übereinstimmung mit experimentellen Resultaten. |
| Hendry und Malek [64] | 1,242 0,334 | 0,531 0,778 | 0,208 0,234 | Statistische Analyse von Mauerwerkskörpern mit einer Dicke von 102,5 mm 215 mm |
| Franke und Goretzky [57] | *(2) | *(2) $\leq 0,8$ | *(2) $\leq 0,3$ | Analytische Studie zur Mauerwerksdruckfestigkeit. Variation der Mauerstein- und Mörtelfestigkeit. *(2) Werte für die Parameter entsprechend Tabellenwerken aus [57] unter Berücksichtigung der Obergrenzen für b und c. |
| Kirtschig [74] | 0,97 | 0,43 | 0,26*(3) | *(3) Exponent für vertikales E-Modul des Mörtels (Gleichung 2.16). Berücksichtigt somit den Einfluss der Querverformbarkeit des Mörtels. |

sich ein Riss (Kurve B in Abbildung 2.11b). Allerdings ist hier noch kein komplettes Versagen des Mauerwerks erreicht. Bei zunehmender Erhöhung der äußeren einaxialen Belastung wird es passieren, dass diese Belastung die einaxiale Druckfestigkeit des Mörtels übersteigt. Damit der Mörtel nicht versagt, muss dieser seitlich umschnürt werden. Diese Umschnürung erfolgt durch eine minimal erforderlich seitlich Zugspannung im Stein und wird in Abbildung 2.11b durch die Kurve C dargestellt. Hilsdorf nahm hierfür an, dass sich der Mörtel unter dreiaxialem Druckzustand ähnlich dem Beton unter dreiaxialem Druckzustand verhält. Im besten Fall versagt ein Mauerwerk dann, wenn die Kurve C die Kurve A schneidet, insofern dieser Punkt der maximalen Belastung des Mauerwerks entspricht. Für diesen Fall präsentierte Hilsdorf die folgende Gleichung für die axiale Druckfestigkeit des Mauerwerks.

$$\beta_{D,Mw} = \frac{\beta_{D,St}}{U_u} \cdot \frac{\beta_{Z,St} + \alpha \cdot \beta_{D,Moe}}{\beta_{Z,St} + \alpha \cdot \beta_{D,St}} \quad (2.17)$$

mit

$$\alpha = \frac{h_{Moe}}{4,1 \cdot h_{St}} \quad (2.18)$$

Hierin ist $\beta_{Z,St}$ die zweiaxiale Zugfestigkeit des Mauersteins und U_u ein Ungleichmäßigkeitskoeffizient, womit das Verhältnis zwischen maximaler Normalspannung im Stein zu durchschnittlicher Normalspannung im Mauerwerk berücksichtigt wird. Mit h_{Moe} und h_{St} gehen die Höhen der Mörtelfuge bzw. die des Steins mit ein.

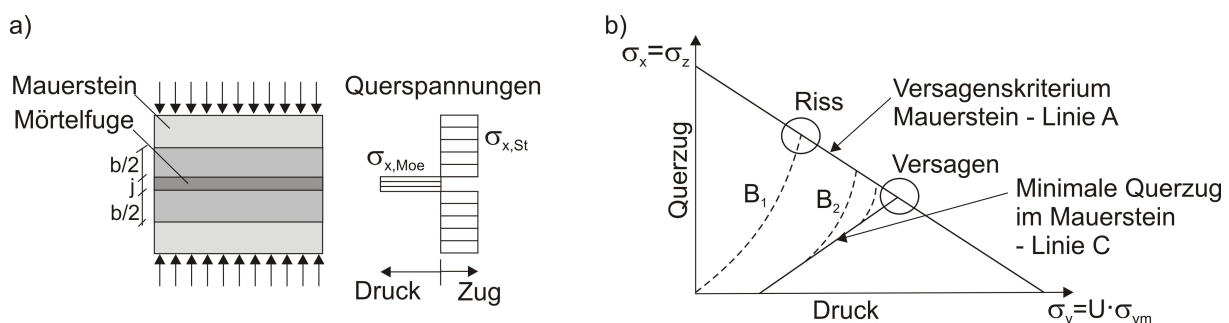


Abbildung 2.11: konstante Verteilung der Zugspannungen über die Mörtel- und Steinhöhe sowie die Versagenskriterien des Mauerwerks nach Hilsdorf [65]

Im Vergleich zur Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge wurde die Festigkeit parallel zur Lagerfuge, auch Längsdruckfestigkeit genannt,

bisher nur dürftig behandelt. In der Regel ist davon auszugehen, dass die Längsdruckfestigkeit kleiner ist als die Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge. Im Wesentlichen hängt die Längsdruckfestigkeit von der Ausführung der Stoßfuge (vermörtelt / unvermörtelt) ab. Im Zustand einer unvermörtelten Stoßfuge werden Druckspannungen senkrecht zu den Stoßfugen lediglich über die Lagerfuge übertragen. In diesem Fall ist die Haftscherfestigkeit zwischen Lagerfuge und Mauerstein die entscheidende Größe. Versuche an vermörtelten Stoßfugen haben erwartungsgemäß eine deutlich größere Längsdruckfestigkeit ergeben als bei unvermörtelten Stoßfugen (Schubert [135]). Ein weiterer bedeutender Parameter ist die Längsdruckfestigkeit der Mauersteine. Der Wert der Längsdruckfestigkeit der Mauersteine hängt sehr stark vom Lochanteil ab. Je höher der Lochanteil, desto geringer wird die Längsdruckfestigkeit des Mauersteins und somit die Längsdruckfestigkeit des Mauerwerks. Zusätzlich Einflüsse wie die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Mauerstein und Lagerfugen sowie der Mauerwerkverband wurde von Schubert und Graubohm [133],[135] untersucht. Allerdings basieren diese Auswertungen auf sehr wenigen Untersuchungsergebnissen, die zudem teilweise nur unvollkommen dokumentiert wurden. Page [107] berichtet unter anderem davon, dass bei einer Druckbelastung parallel zur Lagerfuge infolge einer seitlichen Verformung der Wand das Versagen durch Ablösung entlang der Lagerfuge statt findet. Infolgedessen wird die Druckfestigkeit wesentlich reduziert.

2.5 Elastizitätsmodul von Mauerwerk

Zahlreiche Methoden zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls E_0 von Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge wurden bisher präsentiert, wobei E_0 in den meisten Fällen dem Sekantenmodul unterschiedlicher Spannungslevel entspricht. Binda und seine Mitautoren [16] z.B. definierte den E-Modul durch den Sekantenmodul bei 30 % der maximalen Mauerwerksdruckfestigkeit. In den meisten Arbeiten wird der E-Modul als Funktion der Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,Mw}$ ausgedrückt. Sinha und Pedreschi testeten mehrere Mauerwerkskörper unterschiedlicher Steine und Mörtel und haben, basierend auf einer statistischen Analyse, den folgenden Ausdruck für die Ermittlung des E-Moduls vorgeschlagen.

$$E_0 = 1180 \cdot \beta_{D,Mw}^{0,83} \quad (2.19)$$

Wohlwissend um die Uneinigkeit einer angemessenen Beziehung zwischen dem E-Modul und der Druckfestigkeit des Mauerwerks präsentierten Priestely

und Paulay [115] zwei Gleichungen für Betonmauerwerk $E_{0,b}$ und Lehmziegelmauerwerk $E_{0,l}$. Unter Berücksichtigung der Zweckdienlichkeit hoher Werte für den E-Modul, wodurch eine Unterbewertung von Erdbebenkräften verhindert werden kann, empfahl er die folgenden beiden Gleichungen.

$$E_{0,m} = 1000 \cdot \beta_{D,Mw} \quad (2.20)$$

$$E_{0,l} = 700 \cdot \beta_{D,Mw} \quad (2.21)$$

Vermeltfoort [152] ermittelte auf Grundlage einer Auswertung von 170 Versuchen den Anfangs-E-Modul E_0 sowie den Sekantenmodul E_{sec} bei einem Drittel der maximalen Belastung.

$$E_0 = 3385 + 352 \cdot \beta_{D,Mw} \quad (2.22)$$

$$E_{sec} = 2140 + 340 \cdot \beta_{D,Mw} \quad (2.23)$$

Durch das sehr große Spektrum an empirischer Formeln für die Ermittlung des E-Moduls als Funktion der Druckfestigkeit des Mauerwerks, sind Werte von $E_0 = 400 \cdot \beta_{D,Mw}$ bis $E_0 = 1000 \cdot \beta_{D,Mw}$ möglich (Hendry [64]). Vratsanou [153] gibt sogar einen Wertebereich von $E_0 = 500 \div 2000 \beta_{D,Mw}$ an.

Anderen Wissenschaftlern erschien es sinnvoller, den E-Modul in Abhängigkeit der unterschiedlichen Verformungseigenschaften von Mauerstein und Mörtel darzustellen, insofern Mauerwerk ein Verbundmaterial dieser beiden Elemente ist. Unter der Annahme linear elastischen Verhaltens der beiden Elemente berechnete Binda [16] die Druckverformung des Mauerwerks als Summe der Verformungen von Stein und Mörtel.

$$E_0 = E_{St} \cdot \frac{\left(\frac{d_{St}}{d_{Moe}} + 1 \right)}{\frac{d_{St}}{d_{Moe}} + \frac{E_{St}}{E_{Moe}}} \quad (2.24)$$

In dieser Gleichung ist E_{St} und E_{Moe} der E-Modul des Mauersteins bzw. der des Mörtels. Die Dicke der beiden Komponenten wird mit d_{St} und d_{Moe} bezeichnet. Für den Fall größer werdender Verformbarkeit des Mörtels gegenüber der des Steins wird mit Gleichung 2.24 das Verhältnis zwischen E-Modul E_0 zu E-Modul E_{St} des Mauersteins kleiner. Des Weiteren wird E_0 größer, sofern der Mörtel steifer ist und die Mörtelfugendicke kleiner wird. In Abbildung 2.12 sind

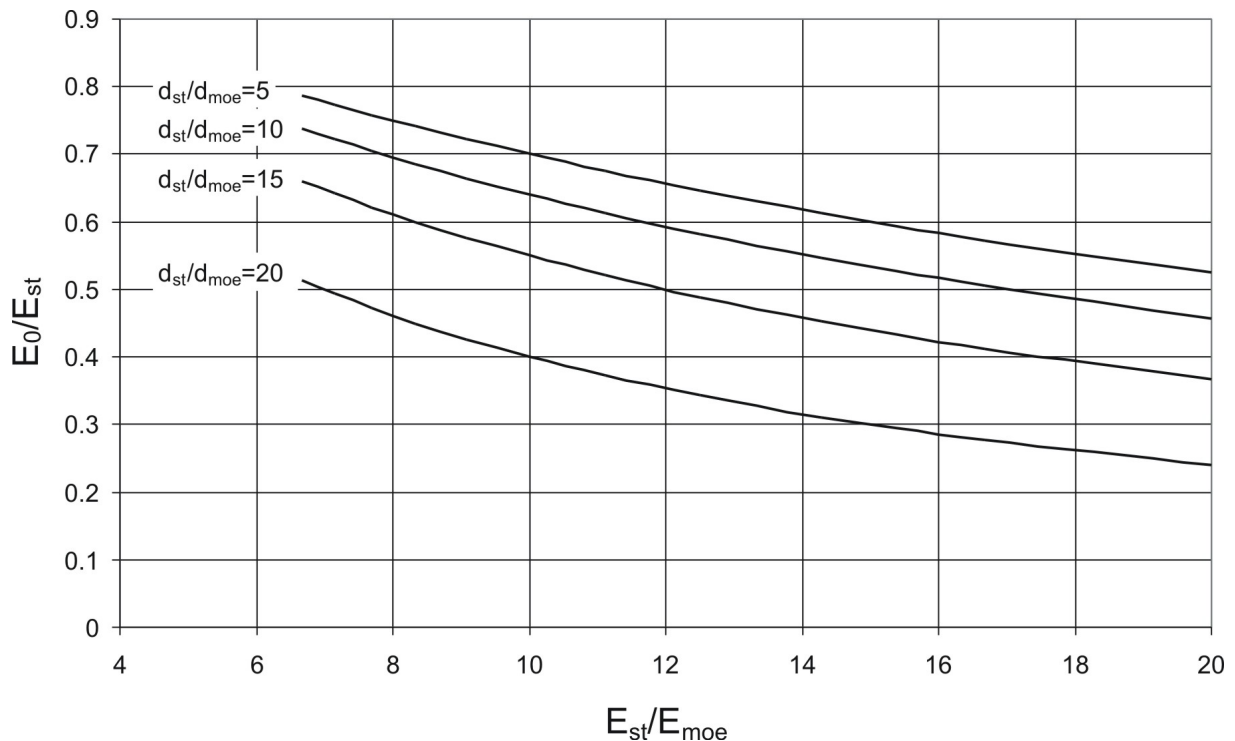


Abbildung 2.12: Abhängigkeit des E-Moduls E_0 von den geometrischen und materiellen Eigenschaften der beiden Komponenten Mauerstein und Mörtel nach Gleichung 2.24 [16]

diese Zusammenhänge grafisch dargestellt.

Ameny [1], [2] präsentierte eine einfache Methode, womit die Steifigkeit des Mauerwerks als Funktion der E-Moduln von Stein und Mörtel ermittelt werden kann. Er führte an Leichtbeton-Mauerwerk mehrere Versuche durch und stellte fest, dass der E-Modul deutlich unter dem Wert von $E_0 = 1000 \cdot \beta_{D,Mw}$ liegt, wie er in einigen Normen angegeben wird. Der Schwerpunkt seiner weiteren Untersuchung bestand darin, den Einfluss von Querspannungen im Mauerwerk infolge unterschiedlicher elastischer Eigenschaften von Stein und Mörtel, zu bewerten. Er konnte diesbezüglich zeigen, dass die Werte der E-Moduln für das Mauerwerk mit und ohne Berücksichtigung der Querspannungen lediglich um 2,1 % abweichen. Er kam somit zu dem Schluss, dass die Ermittlung des E-Moduls unter Berücksichtigung der seitlichen Effekte wegen der deutlich höheren Komplexität nicht gerechtfertigt ist.

Ein Vergleich zwischen der E-Moduln und Querdehnzahlen des Mauerwerks senkrecht und parallel zur Lagerfuge wurde von Dhanasekar [27] und seinen Mitautoren durchgeführt. Neben 112 biaxialen Versuchen wurden einige

wenige einaxiale Versuche durchgeführt. Nach Auswertung der Versuchsergebnisse und Ermittlung sowohl der E-Moduln als auch der Querdehnraten in beide Richtungen stellte er fest, dass kein wesentlicher Unterschied zwischen den Werten senkrecht und parallel zur Lagerfuge zu verzeichnen ist. Dieses Ergebnis veranlasste die Autoren dem Mauerwerk ein isotropes Werkstoffverhalten zuzuweisen.

Steinbach [145] führte Untersuchungen hinsichtlich des E-Moduls und der Querdehnraten des Mauerwerks parallel zur Lagerfuge durch. Hierbei berücksichtigte er die Orthotropie des Mauersteins sowie die Anisotropie des Mauerwerks infolge der Stoßfugen. Hinsichtlich der Orthotropie des Mauersteins wurde eine umfassende Versuchsreihe zur Ermittlung der Stein-E-Moduln und der Querdehnraten in Längs- und Querrichtung durchgeführt. Dabei wurden die E-Moduln als Sekantenmodul bei einem Drittel der maximalen Spannung ermittelt. Der Orthotropiefaktor $O_{t,St}$ des Steins entspricht dem Verhältnis der vertikalen Steifigkeit zur horizontalen Steifigkeit des Steins. Es zeigte sich, dass Hochlochziegel (HLz) $O_{t,St} = 1,78$ und $2,5$, Vollziegel (Mz) $O_{t,St} = 1,72$ und Lochkalksandsteine (KS L) $O_{t,St} = 1,46$ sehr stark orthotrop sind, wohingegen Porenbeton-Plansteine (PP) $O_{t,St} = 1,04$ und Vollkalksandstein (KS V) $O_{t,St} = 1,13$ kaum orthotrop sind. Für die Bewertung der Anisotropie infolge der Stoßfugen bediente sich Steinbach eines Ansatzes von Pfeifer [116], der die Mauerwerkswand als Scheibe definierte und die Stoßfugen durch Schlitze darstellte. Unter der Annahme eines isotropen Materialverhaltens des Steins und nach Durchführung mehrerer FE-Berechnungen an einem herausgeschnittenen Element der Höhe h und Länge l stellte Pfeifer das folgende Steifigkeitsverhältnis in horizontaler Richtung zwischen gestörter und ungestörter Wandscheibe vor.

$$\frac{EA_{\text{geschlitzt}}}{EA_{\text{ungeschlitzt}}} = \frac{1}{4^{h/l}} \quad (2.25)$$

Der Autor stellte fest, dass mit dieser Gleichung die Steifigkeitsminderung eines Mauerwerks infolge der Stoßfugen auch bei Ansatz orthotropen Steinmaterials gut abgebildet werden kann. In Abbildung 2.13 sind für fünf verschiedene Steinsorten und deren zugehörigen Orthotropiefaktoren $O_{t,St}$ die Verhältnisse zwischen der vertikalen zur horizontalen Scheibensteifigkeit dargestellt. Es zeigen sich erhebliche Steifigkeitsunterschiede zwischen beiden Betrachtungsrichtungen.

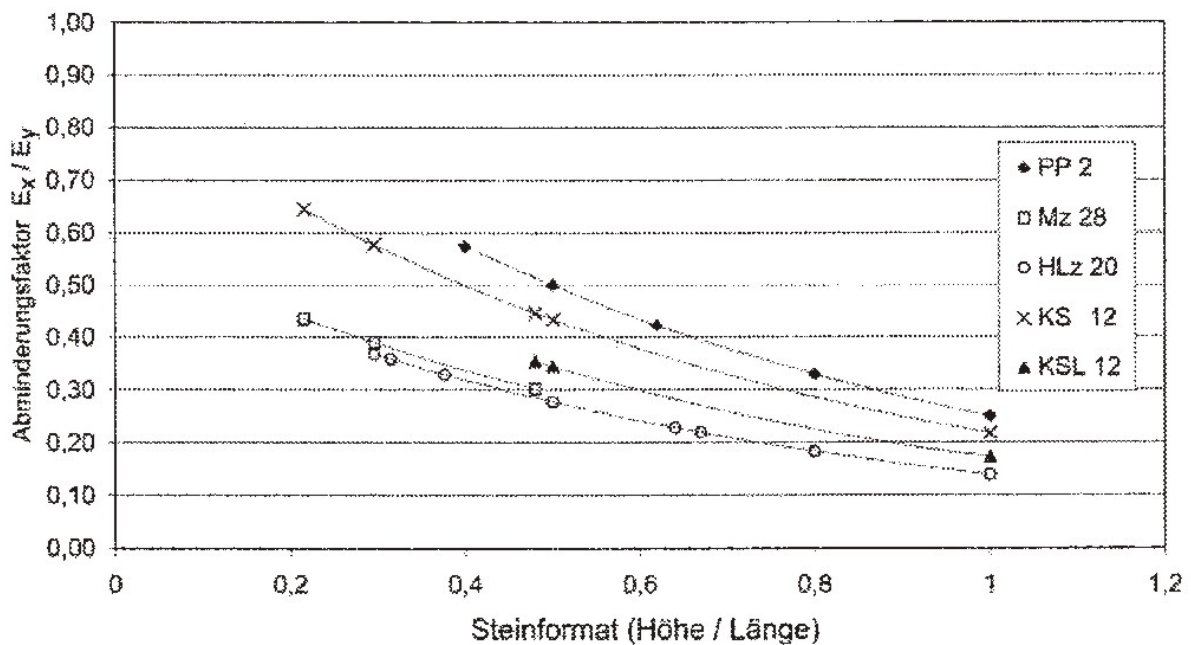


Abbildung 2.13: Vergleich der vertikalen zur horizontalen Steifigkeit des Mauerwerks nach Steinbach [145]

2.6 Versagenskriterien von Mauerwerk

Yokel und Fattal [156] führten 1976 mehrere Versuche an 122x122 cm großen Mauerwerksscheiben durch. Die Belastung erfolgte durch eine verteilte Vertikallast P_v an der oberen und unteren Kante der Versuchskörper sowie durch eine Diagonallast P_d . Die Versagensbilder der getesteten Mauerwerksscheiben konnten anschließend den Versagensformen, Aufklaffen entlang der Mörtelfugen sowie Aufspaltung der Scheibe zugewiesen werden. Letztere Versagensform unterschied sich noch einmal im Verlauf der Aufspaltung, welche entweder in Richtung der Hauptzugspannung verlief oder eine Verbindung zwischen den Stellen der Kraftaufbringung darstellte und selten durch die Mitte der Scheibe ging. Zur Beschreibung dieser Resultate stellten Yokel und Fattal drei Versagenshypothesen auf. Danach tritt ein Versagen entweder infolge eines kritischen Wertes der Hauptzugspannung, einer kritischen Zugdehnung in der Scheibenebene oder eines kritischen zweiaxialen Hauptspannungszustandes ein. Die Untersuchung der Versagenshypothese, bezogen auf das Aufspalten der Scheibe, erfolgte dabei auf Grundlage eines elastischen Spannungszustandes in Scheibenmitte. Für die Versagensformulierung infolge Aufklaffens in der Mörtelfuge wurde das Mohr-Coulomb-Kriterien angesetzt. Abschließende Vergleiche mit experimentellen Resultaten führten zu dem Ergebnis, dass die

Beschreibung von Mauerwerksversagen eine Kombination mehrerer Versagenshypothesen ist und somit nur bedingt durch ein Kriterium darzustellen ist.

In den 1970er Jahren entwickelten Mann und Müller [91],[100] eine Bruchtheorie für unbewehrtes Mauerwerk infolge gleichzeitiger Schub- und Normalkraftbeanspruchung. Für die Formulierung der Bruchkriterien bedienten sie sich der vereinfachten Annahme, dass an einem herausgeschnittenen Element der belasteten Wandscheibe lediglich vertikale Spannungen σ_x sowie Schubspannungen τ wirken. Horizontale Spannungen σ_y hingegen bleiben auf Grund ihrer geringen Größe unberücksichtigt. In Abbildung 2.14a ist die Spannungsverteilung an einem Element der Größe $2\Delta x \Delta y$ dargestellt. Dies wiederum führte zu dem auf der sicheren Seite liegenden Ansatz, dass die Übertragung der vertikalen Schubspannungen τ_{yx} nur über die Steine, jedoch nicht über die Stoßfugen erfolgt. Grund hierfür ist allerdings nicht allein die Tatsache des sehr geringen Drucks in den Stoßfugen. Einflüsse wie das unsachgemäße Verfüllen der Fuge mit dem Mörtel sowie Schwinden des Mörtels durch schlechte Abbindeverhältnisse unterstützen diesen Ansatz. Als Folge dieser Annahmen verursachen die Schubspannungen τ_{xy} in der horizontalen Fuge ein Drehmoment. Um das Gleichgewicht am Einzelstein aufrecht zu erhalten, nahmen die Autoren einen stufenförmiger Verlauf der vertikalen Spannungen $\sigma_{1,2}$ an (Abbildung 2.14b).

$$\sigma_{1,2} = \sigma_x \pm \tau \cdot \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y} \quad (2.26)$$

Abhängig vom Verhältnis der relativen Werte aus Normalspannung σ_x und Schubspannung τ_{xy} , im Weiteren nur noch als τ bezeichnet, können mehrere Versagensformen des Mauerwerks eintreten. Für den Fall sehr kleiner Normalspannungen tritt in der Regel ein Schubversagen in der Lagerfuge ein. Die Risse in der Mörtelfuge entstehen dabei gewöhnlich zuerst im Bereich der geringeren vertikalen Spannungen σ_2 . Die Formulierung des Bruchkriteriums erfolgt auf Basis des „Mohr-Coulomb-Kriteriums“

$$\tau = \beta_{Hs} + \mu \cdot \sigma_x \quad (2.27)$$

Hierbei entspricht β_{Hs} der Haftscherfestigkeit und μ dem Reibungsbeiwert. Setzt man Gleichung 2.26 in 2.27 ein erhält man für das Bruchkriterium „Schubversagen in der Lagerfuge“ den folgenden Ausdruck.

$$\tau = \beta_{Hs}^* + \mu^* \cdot \sigma_x \quad (2.28)$$

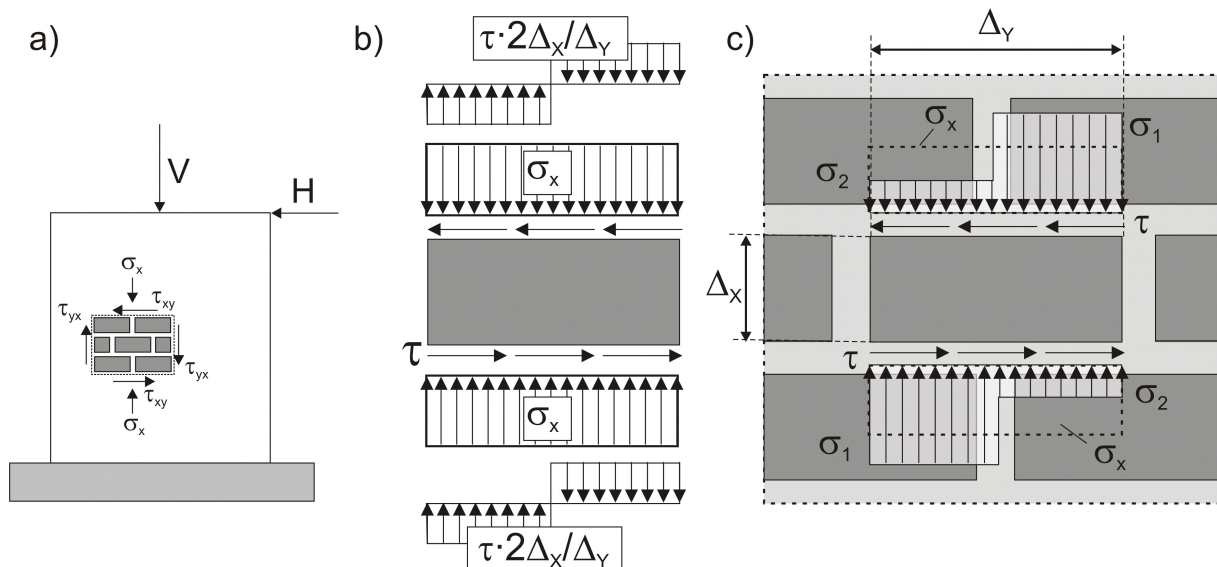


Abbildung 2.14: Spannungszustand am Mauerwerkselement a) und am Einzelstein b) entsprechend der Annahmen von Mann und Müller [91]

Dabei ist β_{Hs}^* die reduzierte Haftscherfestigkeit und μ^* der reduzierte Reibungsbeiwert.

$$\beta_{Hs}^* = \frac{\beta_{Hs}}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y}} \quad (2.29)$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y}} \quad (2.30)$$

Ein oft zu beobachtendes Versagensbild bei experimentell getesteten Mauerwerkswänden unter sehr geringen Vertikalbelastungen ist der treppenförmige Riss entlang der Mörtelfugen. Dieses Versagensbild erklären Mann und Müller durch die von Stein zu Stein diagonal versetzten kleineren Spannungen σ_2 (Abbildung 2.14) und sahen darin eine Bestätigung ihrer zu Grunde gelegten Annahmen zur Formulierung dieser Versagenstheorie „Schubversagen in der Lagerfuge“.

Bei zunehmender Normalspannung erfolgt das Versagen des Mauerwerks durch Reißen der Steine. Damit ein Riss im Stein überhaupt entsteht, muss die schiefe Hauptzugspannung im Stein die Zugfestigkeit des Steines $\beta_{z,St}$ überschreiten. Die Darstellung der Hauptzugspannung nach Gleichung 2.31

basiert darauf, dass in Steinmitte lediglich die Normalspannung σ_x und die maximale Schubspannung $\tau_{St} = 2,3 \cdot \tau$ wirkt.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + (2,3 \cdot \tau)} = \beta_{z,St} \quad (2.31)$$

Hieraus folgt schließlich das Bruchkriterium für Reißen der Steine:

$$\tau = \frac{\beta_{z,St}}{2,3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{z,St}}} \quad (2.32)$$

Erfährt das Mauerwerk sehr große Normalspannungen, tritt das Versagen infolge Druckversagen des Mauerwerks auf, sobald die größere Spannung σ_1 (Abbildung 2.14b) die Druckfestigkeit des Mauerwerks $\beta_{D,Mw}$ überschreitet.

$$\tau = (\beta_{D,Mw} - \sigma_x) \cdot \frac{\Delta y}{2 \cdot \Delta x} \quad (2.33)$$

Crisafulli [23] modifizierte die von Mann und Müller aufgestellten Versagenskriterien. Der Grund hierfür sah er in der von Mann und Müller eher unwahrscheinlichen Annahme eines stufenförmigen Verlaufs der Normalspannung $\sigma_{1,2}$ am Einzelstein. Infolgedessen setzte Crisafulli einen veränderlichen Verlauf der Normalspannung σ_n über die Länge Δy des Steins an (Abbildung 2.15).

Auf Basis dieses veränderlichen Verlaufs kann unter Anwendung des Mohr-Coulomb-Kriteriums die Schubfestigkeit, bezüglich des Schubversagens, mit Gleichung 2.34 berechnet werden. Dabei wird allerdings nur die halbe Steinlänge $\Delta y/2$ berücksichtigt, innerhalb derer die Normalspannung σ_x durch die Auswirkungen der Schubspannungen τ in der Lagerfuge reduziert werden.

$$\tau = \beta_{Hs} + \mu \cdot \left(\sigma_x - \frac{2}{\Delta y} \cdot \int_0^{\Delta y/2} \Delta \sigma_x \cdot dy \right) \quad (2.34)$$

Durch Einführung eines Koeffizienten C_n , womit der veränderliche Verlauf repräsentiert wird, vereinfacht sich Gleichung 2.34 in die folgende Form.

$$\tau = \beta_{Hs} + \mu \cdot \left(\sigma_x - C_n \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} \cdot \tau \right) \quad (2.35)$$

Für das Reißen der Steine gibt Crisafulli den folgenden Ausdruck an.

$$\tau = \frac{\beta_{z,St}}{C_s} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{z,St}}} \quad (2.39)$$

Es wurde hier ein weiterer Koeffizient C_s eingeführt, wodurch das Verhältnis von maximaler Schubspannung im Stein τ_{st} zu nomineller Schubspannung τ in einer allgemeineren Form dargestellt werden kann. Die Ermittlung von C_s basiert auf der Annahme, dass das Verhältnis von τ_{st} zu τ gleich dem Verhältnis von vertikaler Schubfläche A_v zu effektiver vertikaler Schubfläche $A_{v,eff}$ ist (Gl.(2.40)).

$$C_s = \frac{\tau_{st}}{\tau} = \frac{A_v}{A_{v,eff}} \quad (2.40)$$

Dabei ist die vertikale Schubfläche A_v die Querschnittsfläche einer Mauerwerkswand infolge eines vertikalen Schnitts. Bei der effektiven vertikalen Schubfläche $A_{v,eff}$ werden lediglich die von den Steinen eingenommenen Bereiche der geschnittenen Wandquerschnittsfläche berücksichtigt. Für C_s ergab sich dadurch ein Wert von 2.0. Sowohl C_n als auch C_s wurden anhand einer numerischen Parameterstudie von Crisafulli [23] überprüft und bestätigt.

In Abbildung 2.16 sind sowohl die Versagenskurven von Mann und Müller als auch die von Crisafulli bezüglich der drei Bruchkriterien gegenübergestellt. Es wurden hierfür die aufnehmbare Schubspannung τ über die Normalspannung σ_x aufgetragen. Als Eingangswerte für die erforderlichen Parameter wurden die Werte von Versuch V1 aus Kapitel 7.2.1 angesetzt. Die Haftscherfestigkeit ergab nach einer Materialuntersuchung gemäß DIN 18555-5 [37] einen Wert von $\beta_{hS} = 0,33 \text{ MN/m}^2$. Für den Reibungsbeiwert wurde entsprechend der DIN 1053-1 [31] der Wert $\mu = 0,6$ angesetzt. Die Ermittlung des letzten erforderlichen Parameters, die Druckfestigkeit des Mauerwerks, erfolgte nach der Gleichung 2.41 aus der Arbeit von Schubert [134].

$$\beta_{D,Mw} = a \cdot \beta_{D,St}^b \cdot \beta_{D,Moe}^c \quad (2.41)$$

Mit $\beta_{D,St}$ und $\beta_{D,Moe}$ wird die Druckfestigkeit des Steins und des Mörtels berücksichtigt. Diese Werte wurden infolge Materialtest ermittelt und betragen $\beta_{D,St} = 20,4 \text{ MN/m}^2$ bzw. $\beta_{D,Moe} = 2,5 \text{ MN/m}^2$. Die Werte der drei Parameter a, b und c können in Abhängigkeit des verwendeten Mauersteins aus Tabellen der

Arbeit von Schubert [133] entnommen werden. Letztlich hat sich eine Druckfestigkeit des Mauerwerks von $\beta_{D,Mw} = 7,9 \text{ MN/m}^2$ ergeben. Der Vergleich der beiden Versagenstheorien macht deutlich, dass durch die Modifizierung der ursprünglichen Bruchkriterien von Mann und Müller nach Crisafulli, das Mauerwerk deutlich größere Schubspannungen τ aufnehmen kann, ehe es zu einem Versagen kommt.

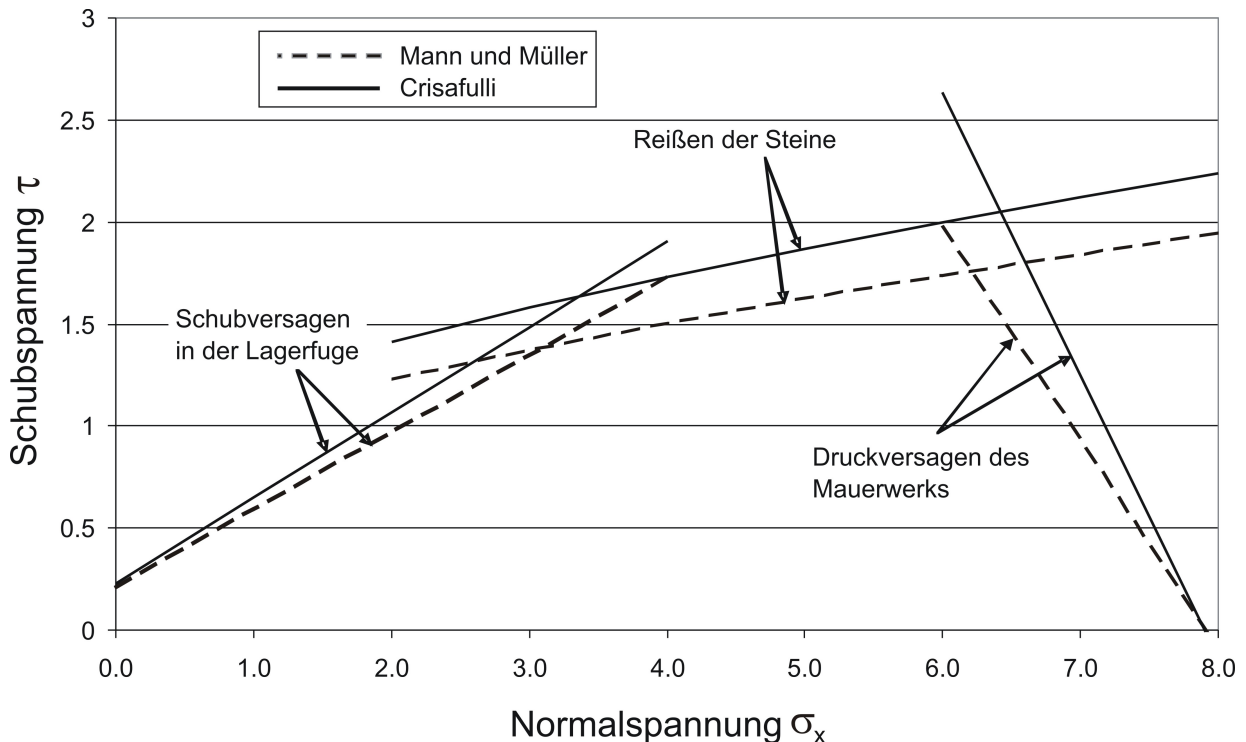


Abbildung 2.16: Hüllkurvenzug der Bruchkriterien nach Mann und Müller sowie Crisafulli

Ganz und Thürlimann [57], [58] untersuchten die Versagensmechanismen vom Mauerstein und von der Mörtelfuge, um damit Versagenkriterien für das Mauerwerk zu erstellen. Bei den möglichen Versagensmechanismen des Steins wurde dabei die Anisotropie berücksichtigt, die sich infolge der Lochung im Stein ergibt. Basierend auf diesen Erkenntnissen wurden anschließend fünf Bruchkriterien für das Mauerwerk ohne Zugfestigkeit und zwölf Bruchkriterien für das Mauerwerk mit Zugfestigkeit aufgestellt. Im Folgenden sind die Bruchkriterien für Mauerwerk ohne Zugfestigkeit angegeben.

- Zugversagen im Stein $\tau_{xy}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \leq 0$
- Druckversagen im Stein $\tau_{xy}^2 - (\beta_{D,Mw,x} + \sigma_x) \cdot (\beta_{D,Mw,y} + \sigma_y) \leq 0$

Spannt man das Versganskriterium für Druckversagen des Mauerwerks von Ganz und Thürlimann über die Koordinaten σ_x , σ_x und τ_{xy} auf, erhält man einen elliptischen Kegel. Zur Vermeidung der Singularität an der Kegelspitze rundete Seim diese aus und formulierte das Kriterium entsprechend um. Eine Vereinfachung des Versagenskriteriums für Zugversagen des Mauerwerks erfolgte durch die Einführung einer zusätzlichen Ebene, wodurch die horizontalen Zugspannungen infolge hohen vertikalen Drucks begrenzt werden. Die restlichen Versagenskriterien wurden unverändert übernommen. Nach mehreren Vergleichen mit experimentellen Ergebnissen bewertete Seim seine Versagensbedingung selbst als zuverlässiges Werkzeug zur qualitativen und quantitativen Modellierung eben beanspruchter Mauerwerksscheiben.

Dialer [28] untersuchte das Bruch- und Verformungsverhalten von skalierten Mauerwerkskörpern unter zweiachsigem Spannungszustand. Hierfür wurden 33 Versuche durchgeführt, bei denen die Parameter Fugenneigung θ zur Horizontalen, Steindruckfestigkeit $\beta_{D,St}$ sowie das Verhältnis der Hauptspannungen σ_1/σ_2 variiert wurde. Die Ergebnisse verglich er mit den beiden Versagenshypothesen sowohl von Mann/Müller als auch von Ganz/Thürlimann und stellte eine gute Übereinstimmung fest, wodurch er beide Versagenshypothesen als bestätigt anerkannte.

Anfang der 1980er Jahre untersuchte Page [105], [106], [110], [108], [109], im Rahmen einer sehr umfangreichen Versuchsreihe, als erster das Verhalten von Mauerwerk unter zweiachsiger Beanspruchung. Das Ergebnis war die Erstellung dreidimensionaler Versagensflächen für den Druck-Druck- und Druck-Zug-Bereich, die sich über die beiden Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und der Lagerfugenneigung θ zur Hauptspannung σ_1 aufspannen. Für die hierfür erforderlichen quadratischen Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 360 mm, wurden aus Vollsteinen 1:2 skalierte Modellsteine herausgesägt. Die Versuchskörper wurden anschließend in gewünschter Lagerfugensorientierung in den Versuchsstand eingebaut und zweiachial belastet. In Abbildung 2.18 ist die Versagensfläche für den Zug-Druck-Bereich dargestellt, der aus praktischer Sicht, insbesondere bei mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen, die größte Relevanz besitzt. In diesem Zug-Druck-Bereich fand das Versagen immer abrupt entweder durch Reißen der Fuge oder infolge eines kombinierten Fugen-Stein-Versagens statt. Welche Versagensform letztlich eintritt hängt stark von der Lagerfugenneigung θ sowie dem Hauptspannungsverhältnis σ_1/σ_2 ab.

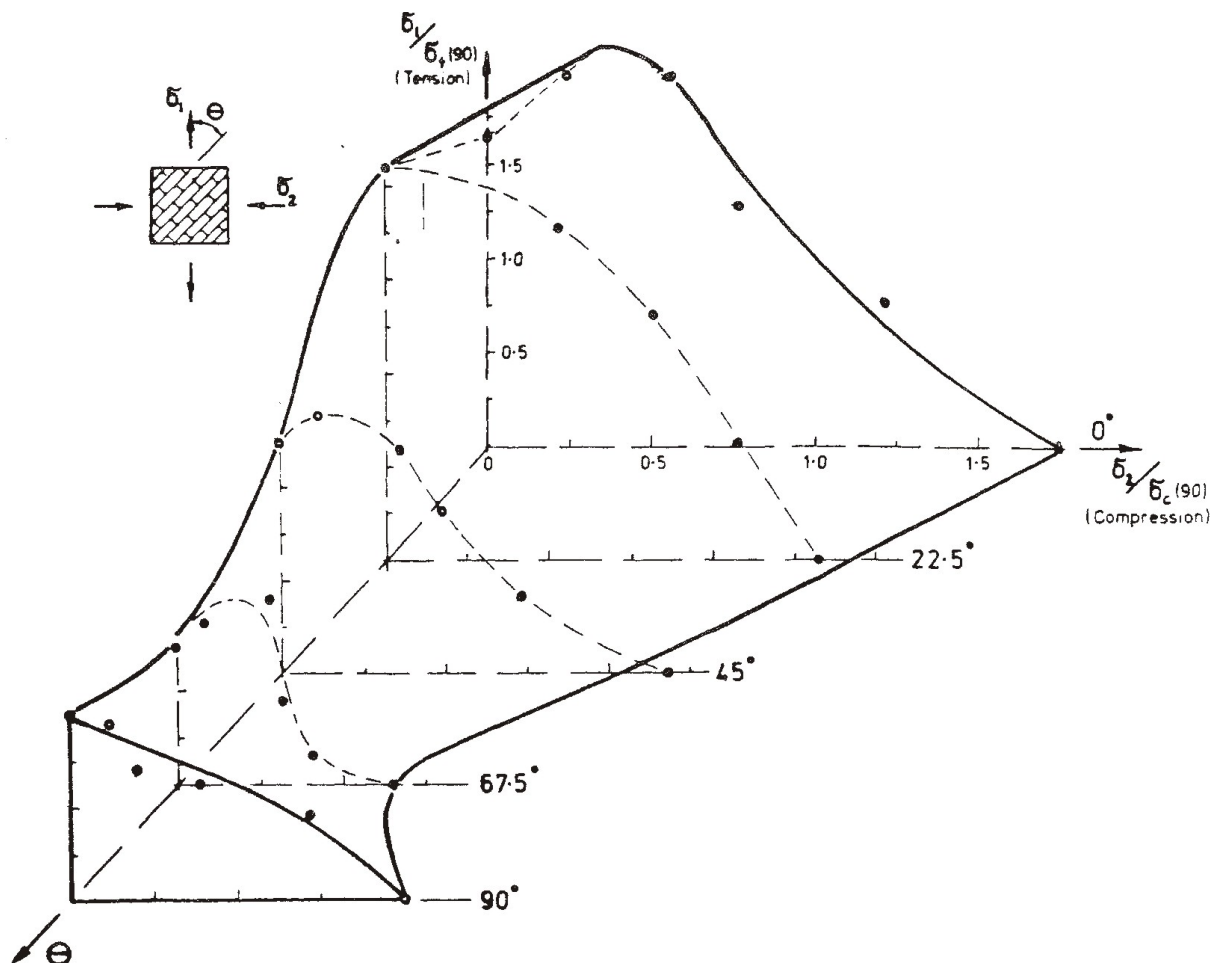


Abbildung 2.18: Versagenshüllfläche für Mauerwerk unter zweiachsialer Belastung im Zug-Druck-Bereich [108]

Für die Erstellung der Versagensfläche im Zug-Zug-Bereich befand Page die Durchführung einer experimentellen Untersuchung für zu aufwendig und komplex. Aus diesem Grund bediente er sich der Finite-Element Methode [106]. Insofern das Versagen des Mauerwerks unter zweiachsiger Zugbelastung stets Folge einer Überschreitung der Haftscher- oder Haftzugfestigkeit zwischen Mauerstein und Mörtel ist, erstellte er ein Finite-Element Modell, womit diese Versagensformen abgebildet werden konnten.

Hamid und Drysdale [63] nahmen 1981 auf die damals zur Verfügung stehenden Versagenstheorien für Mauerwerk Bezug, die durchweg auf Versagenstheorien isotropen Materials basieren. Insofern sie diese Versagenstheorien als nicht anwendbar für Mauerwerk erachteten, stellten Hamid und Drysdale ihrerseits ein Versagenskriterium für Mauerwerk unter zweiachsialer Belastung auf, womit die Anisotropie des Mauerwerks berücksichtigt werden

konnte. Als mögliche Versagensformen wurde das Schubversagen in Lager- und Stoßfuge sowie das Zugversagen des Steins zu Grunde gelegt. Die vorgeschlagenen Gleichungen sind allerdings sehr komplex. Insbesondere beim Kriterium für Zugversagen unter zweiachsigem Spannungszustand bedarf es sechs Materialparameter, die durch Versuche bestimmt werden müssen. Der anschließende Vergleich mit experimentellen Resultaten zeigte gegenüber den bisherigen Versagenshypothesen zwar ein deutlich besseres Ergebnis. Trotzdem muss eher eine ungenügende Übereinstimmung mit den experimentellen Resultaten festgestellt werden.

Die Formulierung der Versagenshypothese basierte bei Andreus [4] auf den vorgeschlagenen Versagenskriterien von Mohr-Coulomb, Saint Venant und Navier. Durch Modifizierung der jeweiligen Kriterien gelang es Andreus die Versagensformen Gleiten in den Mörtelfugen (Mohr-Coulomb), Abplatzung in der mittleren Wandebene (Navier) sowie eine Kombination aus Reißen der Steine und Aufspaltung in der Fuge (Saint Venant) zu beschreiben. Für die Anwendung der von Andreus aufgestellten Versagenskriterien ist die experimentelle Ermittlung mehrerer Materialparameter wie z.B. die einaxiale Zug- und Druckfestigkeit, die E-Moduln und die Querdehnzahlen normal und parallel zur Lagerfuge erforderlich.

Eine etwas andere Formulierung der Versagenshüllfläche verwendeten Symakezis und Asteris [147], [6]. Die bisher vorgestellten Versagenshüllflächen wurden aus mehreren unterschiedlichen Versagenskriterien zusammengesetzt, wobei der Übergang zwischen den einzelnen Versagenskriterien durch eine Kante ausgebildet wird. In diesen Kantenbereichen werden somit gleichzeitig mehrere Versagenskriterien angesprochen. Bei der numerischen Behandlung dieser Bereiche muss deshalb die Interaktion der Versagenskriterien untereinander berücksichtigt werden. Um dieses Problem zu umgehen formulierten Symakezis und Asteris eine kontinuierliche, kantenfreie Versagenshüllfläche. Hierfür bedienten sie sich des Ansatzes eines kubischen Tensor-Polynoms, welches ursprünglich für Verbundmaterial angewandt wird. Die somit aufgestellte Versagenshypothese wurde mit den Versuchsergebnissen von Page 1981 verglichen und zeigten eine gute Übereinstimmung. Allerdings ist für die Anwendung der vorgestellten Versagenshüllfläche die experimentelle Ermittlung mehrerer Materialparameter wie z.B. die einaxiale Druck- und Zugfestigkeit und die Spannungen in x- und y-Richtung erforderlich.

3 Analytische Modelle für Stahlbetonrahmenbauteile

3.1 Einführung

Wird ein Stahlbetonrahmen durch eine starke Bodenbewegung, wie z.B. durch ein Erdbeben belastet, verursacht diese Einwirkung eine starke inelastische Antwort der Struktur. Seit mehreren Jahrzehnten befassen sich Wissenschaftler nun mit der Bemessung und Analyse von Stahlbetonelementen unter alternierenden Einwirkungen. Dabei liegt das Interesse hauptsächlich in dem Ziel das inelastische Verhalten dieser Bauteile unter zyklischer Belastung zu verstehen und schließlich zu modellieren, um somit die Antwort der Struktur analytisch ermitteln zu können. Unzählige Modelle wurden seither vorgeschlagen, welche auf der Grundlage des hysteretischen Last-Verformungs-Verhaltens von Stahlbetonelementen, ermittelt infolge experimenteller Untersuchungen, basieren. Die Bandbreite der Modelle reicht vom einfachen Zwei-Komponenten-Modell mit bilinearem Hystereseverhalten bis zum aufwendig programmierten Schichten-Modell, dessen hysteretisches Verhalten auf der detaillierten Beschreibung des zyklischen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Stahl und Beton basiert. Insofern die Berechnung des Verhaltens mehrstöckiger Rahmenstrukturen unter Anwendung aufwendig programmierter Modelle oder sogar mit Hilfe der klassischen FE-Methode in einem unverhältnismäßig großen Rechenaufwand resultieren würde, ist die Entwicklung relativ einfacher mathematischer Modelle erforderlich, womit eine ökonomische Ermittlung der seismischen Antwort der Gesamtstruktur ermöglicht wird. Im Folgenden wird ein Überblick über die Entwicklung makroskopischer Modelle zur Ermittlung der inelastischen Antwort von Stahlbetonrahmenbauteilen gegeben.

3.2 Übersicht über Stabelemente

Clough (erwähnt u.a. in [72]) führte 1965 als erster ein inelastisches Stabmodell ein. Das als Zwei-Komponenten-Modell bekannte Stabmodell besteht aus

zwei parallel agierender Komponenten. Die erste Komponente bleibt während der Belastung vollständig linear elastisch mit einer Steifigkeitsmatrix von $p \cdot K$, wobei K die Steifigkeitsmatrix des elastischen Stahlbetonbalkens und p das Dehnungsverfestigungsverhältnis ist. Die zweite Komponente wird als elastisch-perfekt plastischer Balken definiert. Überschreitet an den Balkenenden das Moment einen Fließwert, bilden sich an diesen Stellen Gelenke, so dass die gesamten plastischen Verformungen an den Elementenden konzentriert sind (Abbildung 3.1). Sofern die Fließmomente noch nicht überschritten sind hat die zweite Komponente eine Steifigkeitsmatrix von $(1 - p) \cdot K$. Die Kombination beider Elemente führt zu diesem Zeitpunkt auf die Steifigkeitsmatrix des elastischen Balkens.

$$(1 - p) \cdot K + p \cdot K = K \quad (3.1)$$

Wird das Fließmoment an einem oder an beiden Balkenenden überschritten, verändert sich entsprechend die Steifigkeitsmatrix der zweiten Komponente zur Berücksichtigung der Gelenke. Werden beide Komponenten zusammengefasst, entsteht somit eine Elementsteifigkeitsmatrix, welche ein bilineares elastisch-plastisches Momenten-Rotations-Verhalten mit Dehnungsverfestigung zeigt. Ein Nachteil des Zwei-Komponenten-Modells besteht allerdings darin, dass durch die sehr stabilen und bauchigen Hystereseschleifen (Entlastungs- und Wiederbelastungspfad ist parallel zum Anfangspfad) das reale Verhalten eines Stahlbetonbauteils, dessen Hystereseverhalten durch eine starke Steifigkeitsreduktion und relativ enger Hystereseschleifen charakterisiert ist, nur bedingt abgebildet werden kann.

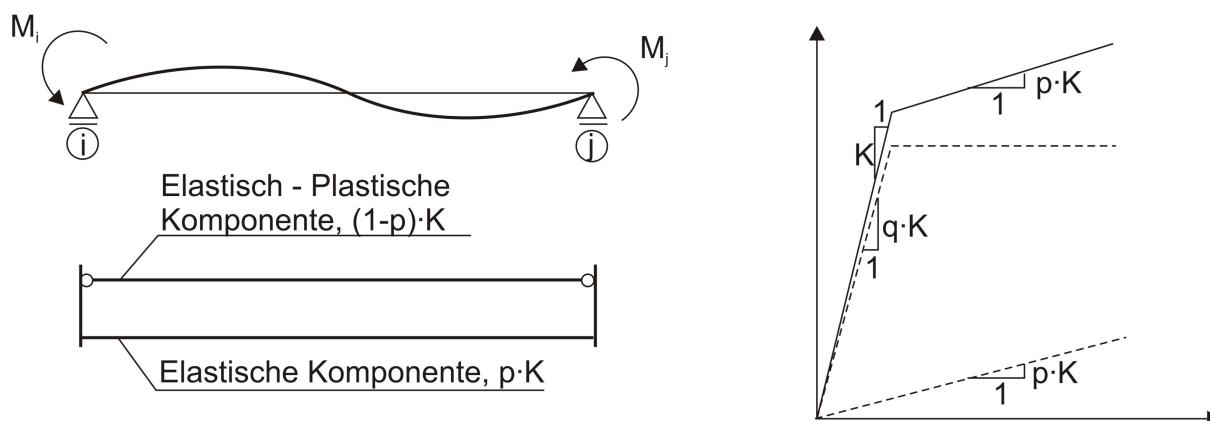


Abbildung 3.1: Zwei-Komponenten-Modell nach Clough

Giberson [61], [62] präsentierte kurze Zeit darauf das Ein-Komponenten-Modell, welches in seiner Anwendung deutlich vielfältiger ist als das Zwei-Komponenten-Modell, insofern das zyklische Verhalten nicht nur auf bilineare Hysteresekurven reduziert ist, wie es beim Zwei-Komponenten-Modell der Fall ist. Das Ein-Komponenten-Modell besteht aus einem zentralen elastischen Stab sowie aus an beiden Enden des Stabes angeordnete nichtlineare Rotationsfedern (Abbildung 3.2). Während einer Belastung bleibt der zentrale elastische Stab immer im elastischen Bereich. Sämtliche nichtlinearen Verformungen, welche nach Überschreiten des Fließmomentes entstehen, werden mit den Rotationsfedern abgebildet. Für die Ermittlung der hierfür erforderlichen Momenten-Rotations-Beziehung ging Giberson von der vereinfachten Annahme einer antisymmetrischen Momentenverteilung über die Bauteillänge aus, wodurch die Lage des Wendepunktes der Biegelinie genau in Bauteilmitte liegt. Somit kann die Momenten-Rotations-Beziehung getrennt für jedes Bauteilende am entsprechenden halben Bauteil aufgestellt werden. Heute ist das Ein-Komponenten-Modell wegen seiner Vielseitigkeit und einfachen Handhabung ein sehr populäres und weit verbreitetes Werkzeug zur Beschreibung des nichtlinearen Verhaltens von Stahlbetonrahmenbauteilen.

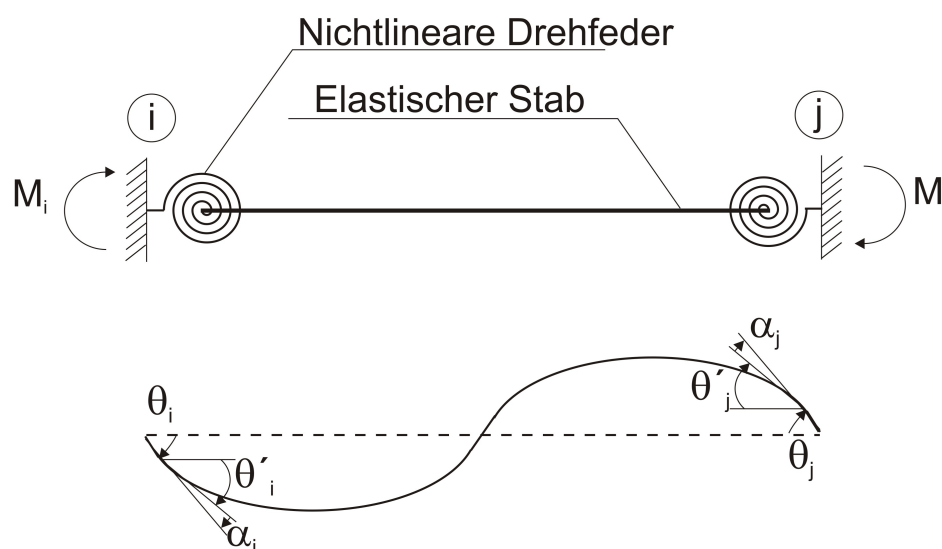


Abbildung 3.2: Ein-Komponenten-Modell nach Giberson [61]

Einen weiteren Vorschlag lieferte 1974 Otani [103], dessen Stabelement aus zwei parallelen Linienelemente, einem linearen und einem nichtlinearen, sowie zwei nichtlinearen Rotationsfedern an dessen Enden besteht (Abbildung 3.3). Das lineare Linienelement bleibt während der gesamten Belastung im elastischen Bereich. Die inelastischen Verformungen werden mit dem nichtlinearen

Linielement erfasst, wobei Otani bei der Ermittlung dessen Flexibilitätsmatrix die variierende Lage des Wendepunktes mit der Lastgeschichte berücksichtigt. Zusätzliche Rotationen in der Rahmenecke infolge des Bewehrungsschlupfes werden durch die nichtlinearen Rotationsfedern beschrieben.

Durch die Berücksichtigung der variierenden Lage des Wendepunktes ist sowohl die Flexibilitätsmatrix als auch die infolge Invertierung erstellte Steifigkeitsmatrix unsymmetrisch. Abhilfe schafft hier entweder die Voraussetzung, dass die nichtlinearen Verformungen an den Bauteilenden konzentriert werden, wodurch die außerdiagonalen Elemente zu Null werden, oder die Annahme, dass der Wendepunkt in der Mitte des Bauteils fest angeordnet bleibt. Zudem berichtet Otani von numerischen Problemen, wenn das Vorzeichen des Endmomentes wechselt und dadurch die Lage des Wendepunktes sehr schnell wechselt. Aus diesem Grund definiert er einen endlichen Bereich in der Bauteilmitte, in dem sich der Wendepunkt lediglich bewegen kann.

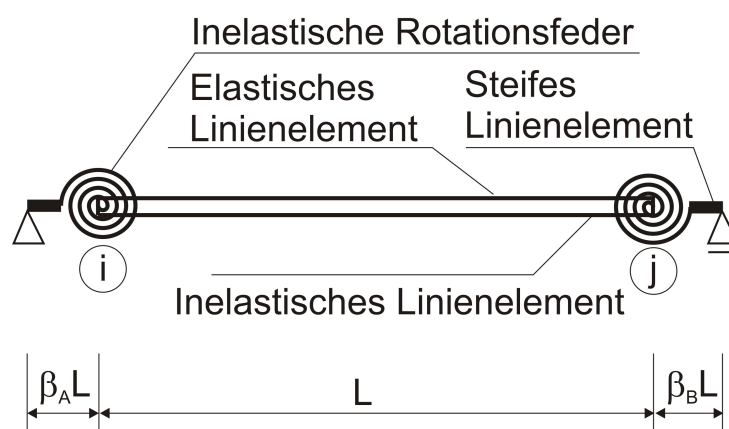


Abbildung 3.3: Stabelement nach Otani [103]

Emori und Schnobrich [49] untersuchten das inelastische Verhalten sowie die Versagensmechanismen einer 10-stöckigen Stahlbetonrahmenstruktur mit gekoppelter Schubwand. Für die Modellierung der Gesamtstruktur verwendeten die Autoren drei verschiedene Stabelemente. Die Stützen wurden durch das von Otani vorgestellte „Konzentrierte-Feder-Modell“ dargestellt. Lediglich die äußeren Stützen im Erdgeschoss wurden durch ein Schichtenmodell abgebildet, um den Einfluss wechselnder axialer Belastungen zu beurteilen. Das Schichtenmodell ist eine Modifikation des „Konzentrierten-Feder-Modells“, insofern die Feder durch einen geschichteten Querschnitt ersetzt wird, der sich über eine plastische Länge am entsprechenden Bauteilende erstreckt. Die plastische Länge entspricht dabei dem Bereich, in dem die hauptsächlichsten

inelastischen Wirkungen zu erwarten sind. Der Vorteil des Schichtenmodells liegt in seiner Fähigkeit, die Veränderung der Biegesteifigkeit infolge sowohl wechselnder Momente als auch wechselnder axialer Lasten zu berücksichtigen. Die Rotationen durch den Bewehrungsschlupf können mit diesem Modell allerdings nicht simuliert werden. Hierfür bedürfte es zwei zusätzlicher Federn am Ende des Schichtenmodells. Für die Darstellung der Schubwand wurde ein „Multiples-Feder-Modell“ angesetzt, bei dem das Bauteil in mehrerer Segmente aufgeteilt wird. Jedes Segment ist dabei von seinen Nachbarsegmenten unabhängig und konzentriert die linearen und nichtlinearen Aktionen in einer zentralen Feder. Als Hysterese-regeln wurde für alle Stabelemente das Takeda-Modell angewandt. Die Autoren kamen letztlich zu dem Schluss, dass mit den verwendeten Stabelemente das inelastische Verhalten der 10-stöckigen Struktur in befriedigender Weise reproduziert werden kann.

Banon [11] stellte 1981 ein Stabelement vor, das auf dem ursprünglichen Ein-Komponenten-Modell von Giberson [61] basiert. Zusätzlich zu dem elastischen zentralen Stab sowie der zwei nichtlinearen Federn an den Enden des Stabes, wurden zwei weitere Federn am Ende des Bauteils angeordnet, wodurch die inelastischen Verformungen infolge des Bewehrungsschlupfes in der Kontaktfläche zwischen Riegel und Stütze berücksichtigt werden können. Das hysteretische Verhalten des Bauteils wurde durch modifizierte Takeda-Regeln definiert, wobei die Umhüllende einer bilinearen Momenten-Rotations-Beziehung entspricht. Die Ermittlung der charakteristischen Knickpunkte der Momenten-Rotations-Beziehung erfolgte auf der vereinfachten Annahme einer antimetrischen Momentenverteilung über die Bauteillänge. In einem weiteren Schritt berücksichtigte Banon den Fall, dass im Riegel unterschiedliche Bewehrungsmengen in oberer und unterer Bewehrungslage eingelegt sein können, wodurch sich unterschiedliche Steifigkeiten und Fließmomente an den Bauteilenden ergeben. Diesen Einfluss integrierte er beim zentralen elastischen Balkenelement, indem er dessen Steifigkeitsmatrix auf der Basis zweier Segmente unterschiedlicher Steifigkeitseigenschaften aufstellte. Zusätzlich wurden bei dem Stabelement mehrere Schadensindikatoren eingeführt, womit der Versagenszustand als Kombination aus großen inelastischen Verformungswechsel und einer großen Anzahl niederzyklischer Lastwechsel beschrieben werden kann. Es zeigte sich, dass mit dem vorgestellten Ein-Komponenten-Modell das inelastische Verhalten von Stahlbetonbauteilen sehr gut abgebildet werden kann. Darüber hinaus konnte festgestellt werden, dass der Schadenszustand hinreichend genau als Funktion der Verformungsduktilität sowie der dissipierten Energie vorhergesagt werden kann.

Anagnostopoulos [3] untersuchte die Anwendbarkeit von Punkt-Gelenk-Modellen bei der Berechnung des seismischen Verhaltens von großen Strukturen. Dabei beschränkte er sich auf Biegebauteile, mit Momentenbelastung am Bauteilende und gleichmäßig verteiltem Eigengewicht. Den Einfluss axialer Belastung vernachlässigte er in seiner Studie. Für das Last-Verformungsverhalten wurde eine bilineare Momenten-Rotations-Beziehung zu Grunde gelegt. Anagnostopoulos bemängelt an dieser Stelle, dass die Steifigkeit im Nachfließbereich der Momenten-Rotations-Beziehung eine Funktion des Dehnungsverfestigungsverhältnisses ist, welches wiederum von der zweiten Steigung der Momenten-Krümmungs-Beziehung abgeleitet wird. Diese Annahme führt, bis auf sehr wenige Ausnahmen, zu einer deutlichen Unterbewertung der eigentlichen Bauteilsteifigkeit. Er schlug deshalb eine Methode vor, womit die Steifigkeit im Nachfließbereich der Momenten-Rotations-Beziehung iterativ ermittelt werden kann.

Eine der ersten Stabelemente, bei der die nichtlinearen Federn durch endliche plastische Bereiche an den Bauteilenden ersetzt wurden, präsentierten Meyer und seine Mitautoren [95]. Die Länge des plastischen Bereichs definierten sie in Abhängigkeit einer bilinearen Momenten-Krümmungs-Beziehung und der Lastgeschichte. Der elastische Anteil des Gesamtverhaltens der Struktur wird durch den zentralen Bereich abgebildet, dessen Länge die Differenz aus Bauteillänge und plastischer Länge an beiden Enden ist. Solange das Fließmoment noch nicht überschritten wurde ist die plastische Länge Null, wodurch sich der elastische Bereich über die gesamte Bauteillänge erstreckt. Nach Überschreiten des Fließmomentes definiert sich die plastische Bereichslänge in Abhängigkeit des maximal erreichten Momentes. Die Biegesteifigkeit des plastischen Bereichs wird über deren Länge als konstant angenommen und definiert sich als Durchschnittswert aus der Biegesteifigkeit am äußersten Ende des plastischen Bereichs und der Biegesteifigkeit an der Kontaktgrenze zwischen elastischem und plastischem Bereich. Zur Beschreibung des hysteretischen Verhaltens wandten die Autoren das Modell von Takeda an. Der Einfluss der Normalkraft auf die Biegesteifigkeit sowie die zusätzlichen Rotationen infolge Bewehrungsschlupf wurden in diesem Modell nicht berücksichtigt. Vergleiche zwischen analytischen Resultaten mit aus der Literatur erhältlichen experimentellen Daten zeigten dennoch eine sehr gute Übereinstimmung. Einige Jahre später erweiterten die Autoren das Stabelement, um auch die Einflüsse aus Schub und Normalkraft auf die Biegesteifigkeit zu berücksichtigen [122]. Zum einen modifizierten sie die angewandten Takeda-Hystereseregeln,

indem sie den Pinching-Effekt berücksichtigten. Zum anderen wurde die Ermittlung der Momenten-Krümmungs-Beziehung in Abhängigkeit der Normalkraft durchgeführt, wobei die Normalkraft während der gesamten Lastgeschichte als konstant angenommen wurde.

Für die analytische Untersuchung des nichtlinearen Verhaltens skalierten Tragstrukturen präsentierten Keshavarzian und Schnobrich [72] ein Stabelement, womit der Einfluss wechselnder Normalkraft während einer Belastung berücksichtigt werden kann. Dies erfolgt derart, dass zu jedem Zeitinkrement i die anstehende Normalkraft ermittelt wird und basierend darauf die Momenten-Krümmungs-Beziehung aufgestellt wird. Die im aktuellen Zeitinkrement anzusetzende Steigung der Momenten-Krümmungs-Beziehung EI_i ist letztlich die Verbindungsgerade zwischen der Momenten-Rotations-Koordinate des vorherigen Zeitinkrements $(M, \kappa)_{i-1}$ und der Momenten-Rotations-Koordinate $(M, \kappa)_i$ des aktuellen Inkrements. Eine ausführliche Beschreibung dieser Methode findet sich u.a. in der Arbeit von Takayanagi und Schnobrich [149], die hierfür als Basis diente. Keshavarzian und Schnobrich unterteilten das Stabelement in einen elastischen zentralen Bereich und zwei am Bauteilende inelastische Bereiche variabler, in der Regel, unterschiedlicher Länge. In Abhängigkeit der zuvor erwähnten idealisierten Momenten-Krümmungs-Beziehung definiert sich die Querschnittssteifigkeit des elastischen Bereichs und des inelastischen Bereichs zu jedem Zeitinkrement neu. Dabei wird die Querschnittssteifigkeit im inelastischen Bereich über deren Länge als konstant angenommen. Mehrere nichtlineare Berechnungen sowohl einer skalierten Stütze als auch zwei skalierten gekoppelter Schubwandstrukturen wurden durchgeführt, wobei neben dem vorgeschlagenen Stabelement auch das Ein-Komponenten-Modell, das Zwei-Komponenten-Modell und das Multiple-Federn-Modell zum Einsatz kam. Es zeigte sich, dass mit dem vorgeschlagenen Modell die experimentellen Ergebnissen sehr gut abgebildet werden können und somit sehr effektiv ist bei der Vorausberechnung des nichtlinearen Verhaltens von Stahlbetonrahmen und -wandbauteilen. Das Ein-Komponenten-Modell zeigte seine gute Tauglichkeit bei der Beschreibung des nichtlinearen Verhaltens von Riegeln. Das Zwei-Komponenten-Modell lieferte ähnliche Resultate wie das Ein-Komponenten-Modell. Darüber hinaus bescheinigten die Autoren dem Zwei-Komponenten-Modell die gleiche Vielseitigkeit wie der des Ein-Komponenten-Modells. Mit dem Multiplen-Feder-Modell konnten zwar die Momente an den Bauteilenden besser abgebildet werden, zeigte sich aber für die Berechnung großer Strukturen als zu aufwendig.

Filippou [53] präsentierte eine Methode, indem er die grundlegenden Mechanismen, die zum nichtlinearen Verhalten der Stahlbetonstruktur beitragen, identifizierte und in einzelne Teilelemente isolierte. So definierte er neben einem elastischen Balkenelement, welches während der gesamten Lastgeschichte im elastischen Bereich bleibt, ein plastisches Balkenelement, das aus zwei Gelenken am Ende des Riegels besteht und sämtliche inelastischen Verformungen in sich konzentriert. Nachdem die Flexibilitätsmatrizen der Teilelemente erstellt und durch Invertierung in Steifigkeitsmatrizen überführt worden sind, ergab sich das Stabelement durch einfache Addition beider Steifigkeitsmatrizen. Der Vorteil dieser Methode liegt in seiner Vielseitigkeit, insofern zusätzliche Teilelemente einfach zugeführt werden können. So definierte Filippou zusätzlich ein Verbundelement, bestehend aus Rotationsfedern an den Riegelenden, womit zusätzliche Rotationen infolge des Bewehrungsschlupfs am Kontaktbereich zwischen Riegel und Stütze berücksichtigt werden können. Des Weiteren präsentierte er eine Modifikation des plastischen Balkenelements zum sog. „plastisches Dehnungsverteilungselement“, womit die schrittweise Ausbreitung der plastischen Zone an den jeweiligen Riegelenden berücksichtigt werden kann. Für die Beschreibung des hysteretischen Verhaltens bediente sich Filippou dem Hysteresemodell nach Clough und modifizierte dieses für den Wiederbelastungsfall, sofern die vorherige Entlastung noch nicht komplett abgeschlossen war. Ein paar Jahre später erweiterte Filippou das Stabelement durch ein Schub-Teilelemente [52]. Mit diesem Teilelement werden die Schubverformungen in der plastischen Zone berücksichtigt, welche hauptsächlich durch Gleiten entlang von Rissen bedingt sind, die wiederum eine Folge großer plastischer Zugdehnungen in der Längsbewehrung sind. Das Schub-Teilelement besteht aus zwei Translationsfedern, angeordnet an beiden Riegelenden, welche durch einen unendlich steifen Balken miteinander verbunden sind. In Abbildung 3.4 sind die Teilelemente sowie das resultierende Stabelement dargestellt

Ein paar Jahre später verglichen D'Ambrisi und seine Mitautoren [26] das Modell von Filippou [52] mit experimentellen Ergebnissen eines dynamisch getesteten skalierten zweistöckigen Stahlbetonrahmens. Das Stabelement setzte sich aus dem elastischem Teilelement, dem plastischen Dehnungsverteilungselement und dem Verbundelement zusammen. Das Schub-Teilelement wurde nicht berücksichtigt, insofern die Schubverformungen bei dem zweistöckigen Rahmen sehr gering waren. Die dem Verbundelement zu Grunde gelegte Momenten-Krümmungs-Beziehung wurde etwas modifiziert, indem D'Ambrisi zwei Parameter einführte, die den Zeitpunkt definierten, an dem

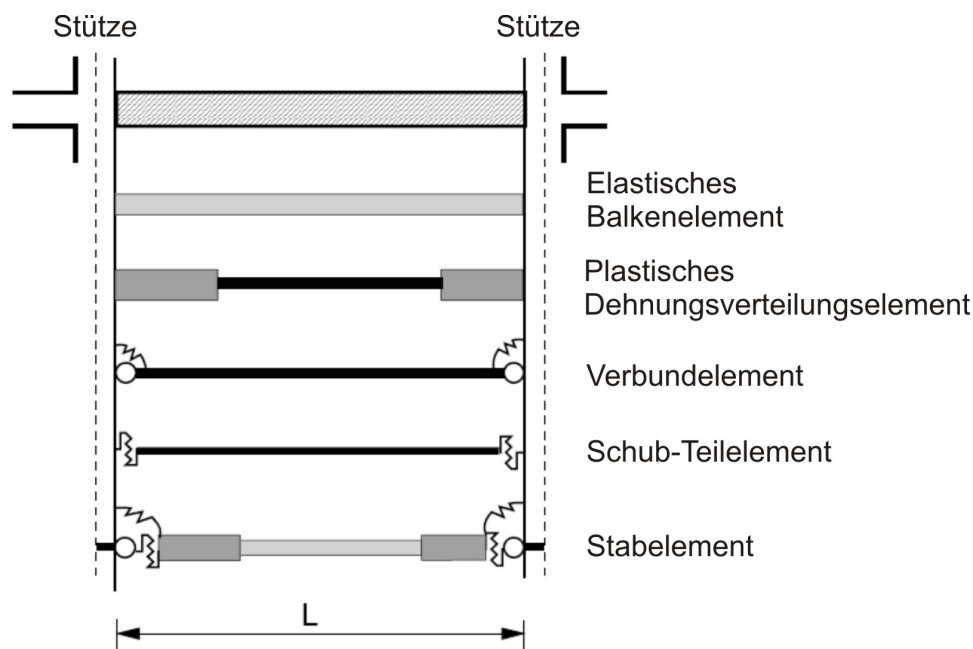


Abbildung 3.4: Aufteilung des Stabelements in seine Teilelemente nach Filippou [53]

die Risse wieder vollständig geschlossen sind. Durch diese beiden Parameter, deren Ermittlung von der Normalkraftbeanspruchung abhängen, wurde der Pinching-Effekt deutlicher herausgearbeitet als bei dem ursprünglichen Verbundelement von Filippou. Die Vergleiche zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen zeigten eine sehr gute Übereinstimmung. Lediglich in der letzten Phase der Belastungsdauer wurden merkliche Abweichungen festgestellt, welche die Autoren auf die Unsicherheit bei der Ermittlung der Materialeigenschaften zurückführten. An einer weiteren Studie konnte die Notwendigkeit der Berücksichtigung zusätzlicher Rotationen infolge Bewehrungsschlupf gezeigt werden. Wird dieser Einfluss nicht berücksichtigt, wird die Grundfrequenz der Struktur beträchtlich unterbewertet.

Bei ihrer Studie über das nichtlineare dynamische Verhalten von Strukturen infolge seismischer Belastung bedienten sich Möller und Foschi [98] dem Modell von Filippou. Mit dem elastisch-plastischen Teilelement werden sämtliche inelastische Verformungen in einem endlichen Bereich an beiden Enden des Bauteils konzentriert, wobei sich die plastische Länge dieses Bereichs entsprechend der Lastgeschichte verändert und somit die schrittweise Ausdehnung der inelastischen Biegeverformungen berücksichtigt. Das lineare Verhalten wird schließlich über die Differenzlänge aus Bauteillänge und plastischer Länge repräsentiert. Für die Abbildung des hysteretischen

Verhaltens dieses Teilelements verwendeten Möller und Foschi eine bilineare Momenten-Krümmungs-Beziehung mit anschließender Entfestigung nach Überschreiten der maximalen Momentenbelastung. Die Bruchkrümmung ist erreicht, sobald entweder die Momentenwiderstandsfähigkeit um 20 % reduziert ist, die Aufnahmefähigkeit der Dehnungsenergie der Querbewehrung überschritten oder die maximale Zug- oder Druckdehnung im Bewehrungsstahl überschritten wird. Die Konstruktion der Momenten-Krümmungs-Beziehung erfolgte dabei unter Berücksichtigung einer konstanten axialen Belastung. Die Regeln der Entlastung und Wiederbelastung folgen dem Clough-Modell. Die zusätzlichen Rotationen infolge Bewehrungsschlupf wurden mit einem Verbundelement simuliert, dessen Momenten-Rotations-Verhalten ebenso bilinear mit Entfestigung nach Überschreiten der maximalen Momentenbelastung ist. Die Bruchrotation definiert sich hierbei entweder zum Zeitpunkt einer 20-%igen Reduzierung der Momentenwiderstandsfähigkeit, durch Überschreiten der Bruchstauchung des Betons oder durch Überschreitung der maximalen Zugdehnung im Bewehrungsstahl. Das Stabelement ergibt sich schließlich über die Addition der Flexibilitätsmatrizen der beiden Teilelemente.

3.3 Hysteretische Modelle für Stabelemente

Clough (wie erwähnt u.a. in Hohlsiepe [66] und im CEB Nr.220 [19]) präsentierte ein sehr einfaches bilineares Hysteresemodell, welches durch das Fließmoment M_y , die elastische Biegesteifigkeit $EI_{(0)}$ sowie eines Parameters p beschrieben wird, womit der Verfestigungsabfall nach Überschreiten von M_y berücksichtigt werden kann (Abbildung 3.5a). Für den Fall, dass $p=0$ ist, würde sich der Zustand eines elastischen-ideal plastischen Verhaltens einstellen. Wegen seiner einfachen Anwendung wird dieses Modell oft für die Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen angewandt (Hohlsiepe [66]). Die Entlastung erfolgt immer mit der gleichen Steigung wie derer bei Erstbelastung. Dies führt dazu, dass erst dann eine Energiedissipation eintritt, sobald das Fließmoment M_y überschritten ist. Somit ist es mit diesem Modell nicht möglich, die bei Stahlbetonbauteilen durchaus realistischen Energiedissipationen vor Erreichen des Fließmomentes abzubilden. Ein weiteres Merkmal dieses Modells ist die Nichtberücksichtigung von Entfestigungseffekten, wonach die Biegesteifigkeit auch nach mehreren Lastzyklen nicht abfällt. Zusammen mit Johnston hatte Clough (wie erwähnt in CEB Nr.220 [19]) das Modell derart modifiziert, dass die Wiederbelastung nun immer in Richtung der maximalen Verformung

des gegenüberliegenden Quadranten tendiert („Degrading Stiffness Modell“) (Abbildung 3.5b). Dadurch erreichten die beiden Autoren eine Reduktion der Energiedissipation. Der große Kritikpunkt dieses Modells betrifft die Situation einer kurzzeitigen Entlastung während der Wiederbelastung. Für diesen Fall würde sich bei einer Fortsetzung der Wiederbelastung eine Steifigkeit $EI_{(wi,2)}$ ergeben, die größer ist als die der eigentlichen Wiederbelastung $EI_{(wi,1)}$. Diese Annahme führt zu einem unrealistischen Verhalten (Filippou und Issa [53]). Filippou schlug deshalb vor, die Wiederbelastung äquivalent des Pfades der kurzzeitigen Entlastung laufen zu lassen, um anschließend mit der ursprünglichen Steifigkeit $EI_{(wi,1)}$ bis zur Erstbelastungskurve fort zu fahren.

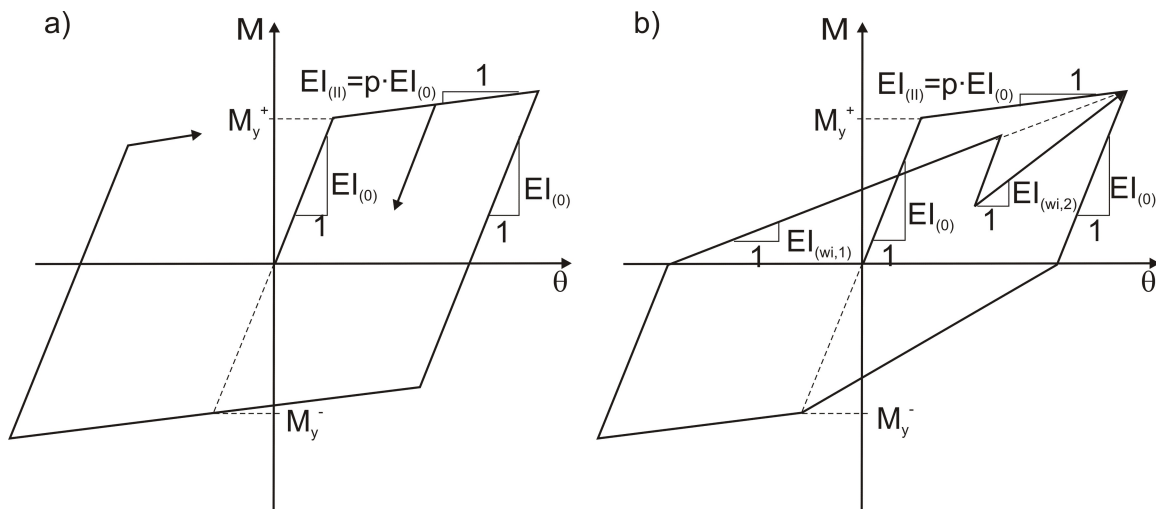


Abbildung 3.5: Bilineares Hysterese-Modell a) und „Degrading Stiffness Modell“ b) nach Clough

Eines der ersten und heute noch mit am meisten angewandte Hysterese-Modell wurde 1971 von Takeda [150] vorgeschlagen (Abbildung 3.6). Mit diesem Modell ist es möglich, sowohl die Steifigkeits- und Festigkeitsminderungen als auch die infolge inelastischer Verformungen charakteristischen Dissipationseigenschaften abzubilden. Die Erstbelastung wird durch eine dreilineare Kurve beschrieben, wobei der erste Knickpunkt dem Zeitpunkt des Eintretens von Rissen im Beton entspricht und der zweite Knickpunkt durch Fließen des Bewehrungsstahls definiert ist. Das hysteretische Verhalten bei Ent- und Wiederbelastung wird durch 16 Regeln dargestellt und basiert auf experimentellen Last-Verformungs-Ergebnissen getesteter Stahlbetonbauteile auf dem Erdbebensimulator der Universität Illinois. Obwohl dem Hysterese-Modell Last-Verformungs-Beziehungen zu Grunde gelegt sind, wird es heute sehr oft zur Beschreibung des hysteretischen Momenten-Krümmung- bzw.

Momenten-Rotations-Verhaltens von Stahlbetonbauteilen genutzt.

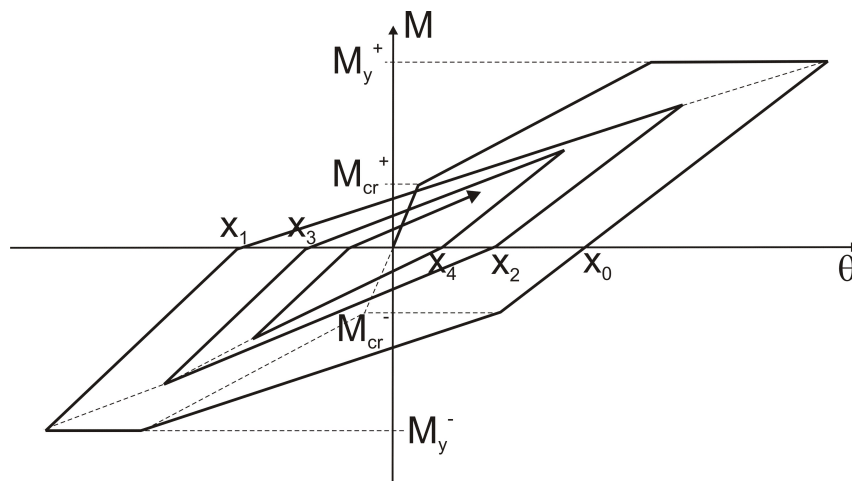


Abbildung 3.6: Hysterese Modell nach Takeda [150]

Banon und seine Mitautoren [11] präsentierten ein aus sieben Regeln bestehendes Hysterese Modell (Abbildung 3.7). Die Erstbelastung ist bilinear, wobei die Erstbelastung vor Überschreiten des Fließmomentes M_y mit der Anfangssteifigkeit $EI_{(0)}$ und danach mit der Steifigkeit $EI_{(II)} = p \cdot EI_{(0)}$ verläuft. Die Entlastungssteifigkeit entspricht unabhängig von der Belastung immer der Anfangssteifigkeit $EI_{(0)}$. Die Wiederbelastung ist zweigeteilt, wobei der erste Teil mit einer Steifigkeit von lediglich 50 % der Steifigkeit $EI_{(II)}$ verläuft. Nachdem die Ordinate erreicht ist tendiert der zweite Teil in Richtung der Verformung θ_{max}^* . Diese Verformung definiert sich als der 1/0,8-fache Anteil der eigentlich maximal aufgetretenen Verformung θ_{max} .

Eine Modifizierung des sehr aufwendigen Takeda-Modells stellten 1981 Saïdi und Sozen [123] vor, das sog. Q-hyst Modell. Dessen Primärkurve (Erstbelastungskurve oder Umhüllungskurve) ist als bilineare Kurve definiert, wobei im Nachfließbereich die Dehnverfestigungseffekte des Stahls berücksichtigt werden. Die Entlastung nach Überschreiten des Fließens findet mit der Steifigkeit $k_q = k \cdot (D_y/D)^{0,5}$ statt. Hierbei ist k die Anfangssteifigkeit der Primärkurve, D_y die Fließverformung und D die Magnitude der größten inelastischen Verformungen. Hier sei zu erwähnen, dass bei diesem Modell für beide Richtungen immer die gleiche maximale Verformung angesetzt wird. Diese entspricht der größeren der beiden Verformungen beider Richtungen. Die Wiederbelastung beginnt mit dem Zeitpunkt, bei dem der Entlastungsast die Abszisse schneidet und verläuft in Richtung der bis dato maximal erreichten Verformung auf der Primärkurve (Abbildung 3.8). Der große Vorteil des Q-hyst Modells liegt in

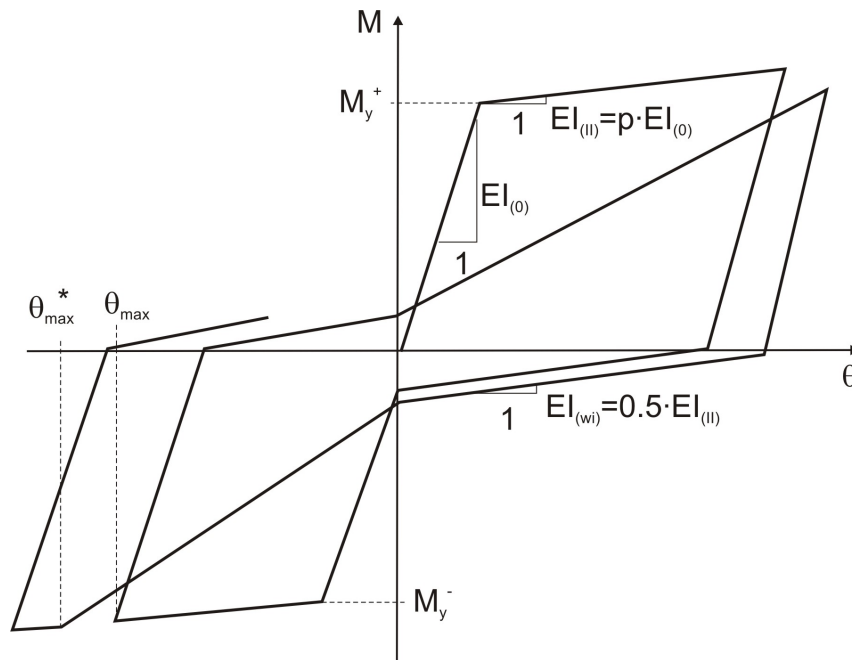


Abbildung 3.7: Hysteresemodell nach Banon [11]

seiner Einfachheit, insofern lediglich vier Hystereseeregeln vorhanden sind. In Anbetracht der Tatsache, dass das Q-hyst Modell ursprünglich auf Basis von Kraft-Verformungs-Kurven eines horizontal belasteten Einfreiheitsgradsystems ermittelt wurde und unter Berücksichtigung der oben erwähnten Vereinfachung gleicher maximaler Verformungen in beide Richtungen sowie der geringen Anzahl von vier Hystereseeregeln können nahezu identische Ergebnisse für die Momenten-Krümmungs-Antwort bei einer nichtlinearen dynamischen Berechnung erzielt werden, wie sie auch mit dem komplizierten Takeda-Modell ermittelt wurden (CEB 220 [19]).

Insofern die meisten Hystereseemodelle hauptsächlich das Verhalten einer bestimmten Gebäudekomponente (Balken, Stütze oder Ausfachung) darstellen, machten es sich Park und seine Mitautoren [114] [119] [80] zur Aufgabe ein Modell zu entwickeln, mit dem das hysteretische Verhalten der meisten typischen Gebäudekomponenten abgebildet werden kann. Dieses Modell wurde im Programm IDARC implementiert und trägt die Bezeichnung „Drei-Parameter-Modell“. Die Umhüllende bzw. Erstbelastungskurve wurde dreilinear definiert und die hysteretischen Eigenschaften wie die Steifigkeit- und Festigkeitsminderung sowie der Pinching-Effekt wurde mit den drei Parametern α , β und γ realisiert. Je nach dem welchen Wert die drei Parameter annehmen, können, wie in Abbildung 3.9 abgebildet, sehr unterschiedliche hysteretische Kurven erzielt werden.

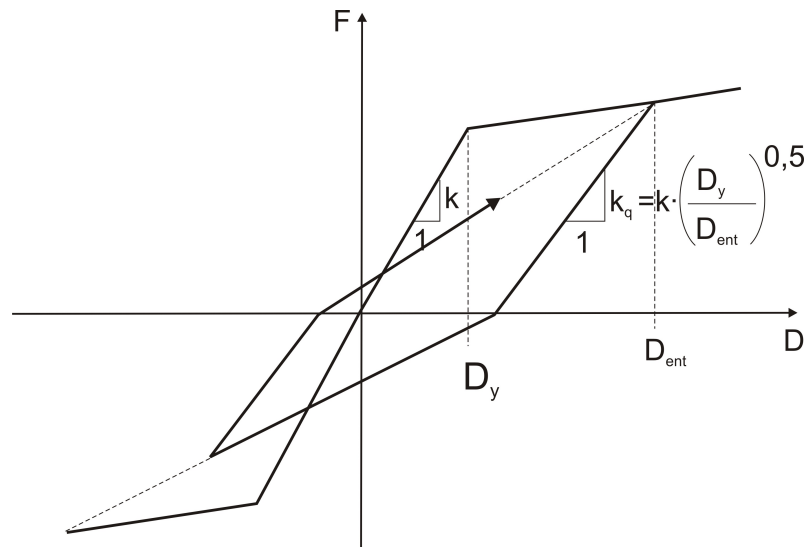
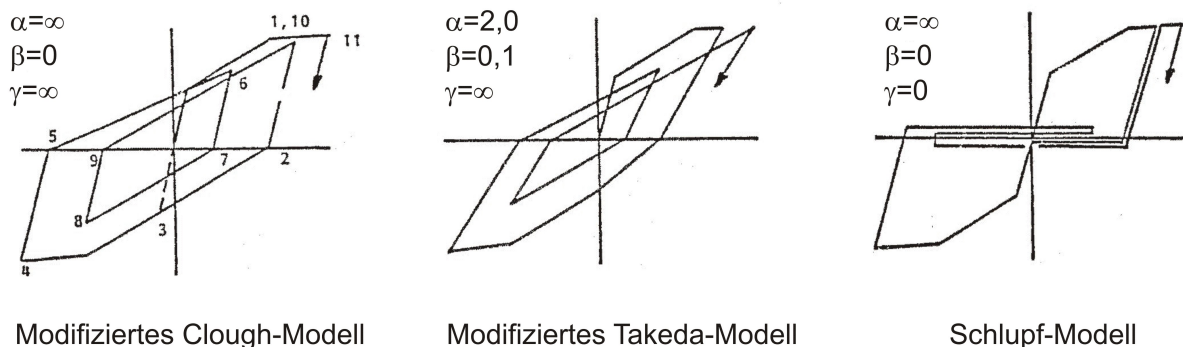


Abbildung 3.8: Q-hyst Modell nach Saïdi [123]



Modifiziertes Clough-Modell

Modifiziertes Takeda-Modell

Schlupf-Modell

Abbildung 3.9: Mögliche Hysteresekurven infolge unterschiedlicher Definition der Parameter α , β und γ

In Abbildung 3.10a ist das Prinzip zur Berücksichtigung der Steifigkeitsminderung dargestellt. Hierfür wird ein „common-point“ A eingeführt, der sich infolge des Schnittpunktes der Geraden G mit der horizontalen Projektion des Produkts aus α und Fließkraft P_y ergibt. Die Entlastungssteifigkeit entspricht somit der Verbindungslinie zwischen Entlastungspunkt und Punkt A. Der Pinching-Effekt wird durch die Definition eines neuen Zielpunktes B realisiert. Hierfür wird die Fließlast P_y mit dem Parameter γ multipliziert und an dieser Stelle eine horizontale Linie eingeführt. Durch den Schnittpunkt dieser horizontalen Linie mit der Entlastungskurve ist die Lage des Punktes B eindeutig festgelegt. Findet eine Wiederbelastung statt, verläuft diese in Richtung des neuen Zielpunktes B bis der sog. „Riss-Schließungs-Punkt“ U_s erreicht ist (Abbildung 3.10b). Mit dem dritten Parameter β wird der Grad der Festigkeitsminderung

kontrolliert. Es handelt sich hierbei um den gleiche Parameter β , wie er bereits von Park et al. [111], [112], [113] für die Ermittlung des Schadensindex D verwendet wurde.

$$D = \frac{\delta m}{\delta a} + \frac{\beta}{\delta u \cdot P_y} \int dE \Rightarrow \beta = \frac{d\delta m}{dE/P_y} \quad (3.2)$$

In der Gleichung 3.2 entspricht δm der bisher maximal erreichten Verformung, δu der Verformung bei Versagen und dE der bis zu diesem Zeitpunkt aufgenommenen hysteretischen Energie. Um die Festigkeitsminderung zu realisieren wird der Zielpunkt um die Auslenkung $d \cdot \delta m$ verschoben (Abbildung 3.10c).

$$d \cdot \delta m = \beta \frac{dE}{P_y} \quad (3.3)$$

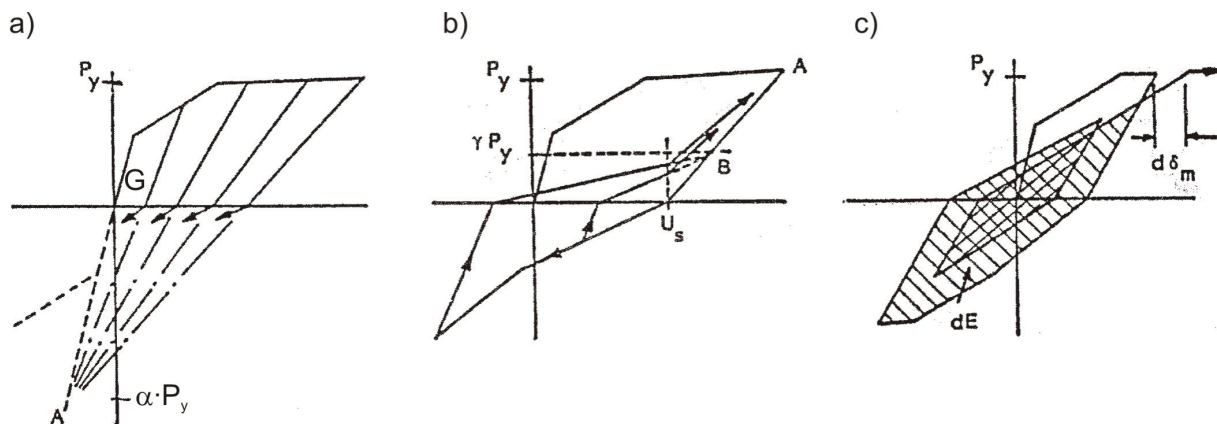


Abbildung 3.10: Einfluss der Parameter α, β und γ auf die Steifigkeits- und Festigkeitsminderung sowie auf den Pinching-Effekt.

Roufaiel und Meyer [122] präsentierten ein bilineares Hysteresemodell, wobei die Einflüsse der Steifigkeitsminderung infolge der Risse im Beton sowie der Verschlechterung des Verbundes zwischen Beton und Stahl in Anlehnung der Takeda-Hytereseregeln erfolgte. Die Erstbelastung und die Entlastung verläuft mit der Steifigkeit $EI_{(0)}$, sofern das Fließmoment M_y noch nicht überschritten wurde. Andernfalls nimmt die Entlastung Steifigkeiten an, die etwas größer sind als $EI_{(0)}$. Die Erstbelastung verläuft nach Überschreiten des Fließmomentes mit der Steifigkeit $EI_{(II)} \cdot p$, wobei p als Dehnungsverfestigungsparameter bezeichnet werden kann. Die Wiederbelastung ist bilinear, wodurch der Einfluss

des Pinching berücksichtigt wird. Je nach Größe der Schubslankheit ist der Pinching-Effekt mehr oder weniger ausgeprägt. So verläuft der erste Teil der Wiederbelastung zum Punkt (M_p, θ_p) , der auf der Erstbelastungskurve liegt und dem α_p -fachen Anteil des Punktes (M_n, θ_n) entspricht.

$$M_p = \alpha_p \cdot M_n \quad (3.4)$$

mit

$$\frac{M}{V \cdot h} < 1.5 \Rightarrow \alpha_p = 0$$

$$\frac{M}{V \cdot h} < 4.0 \Rightarrow \alpha_p = 0.4 \cdot \frac{M}{V \cdot h} - 0.6$$

$$\frac{M}{V \cdot h} > 4.0 \Rightarrow \alpha_p = 1$$

Der Punkt (M_n, θ_n) ist der Schnittpunkt aus der Verbindungsgeraden zwischen Start- und Endpunkt der Wiederbelastung mit der Erstbelastungskurve. Die Festigkeitsminderung berücksichtigten die Autoren derart, dass nach Überschreiten der Verformung θ_m , welche unter Ansatz der Bruchdehnung ε_m ermittelt wird, der Zielpunkt der Wiederbelastung durch einen „künstlichen Punkt“ mit größerer Dehnung ersetzt wird.

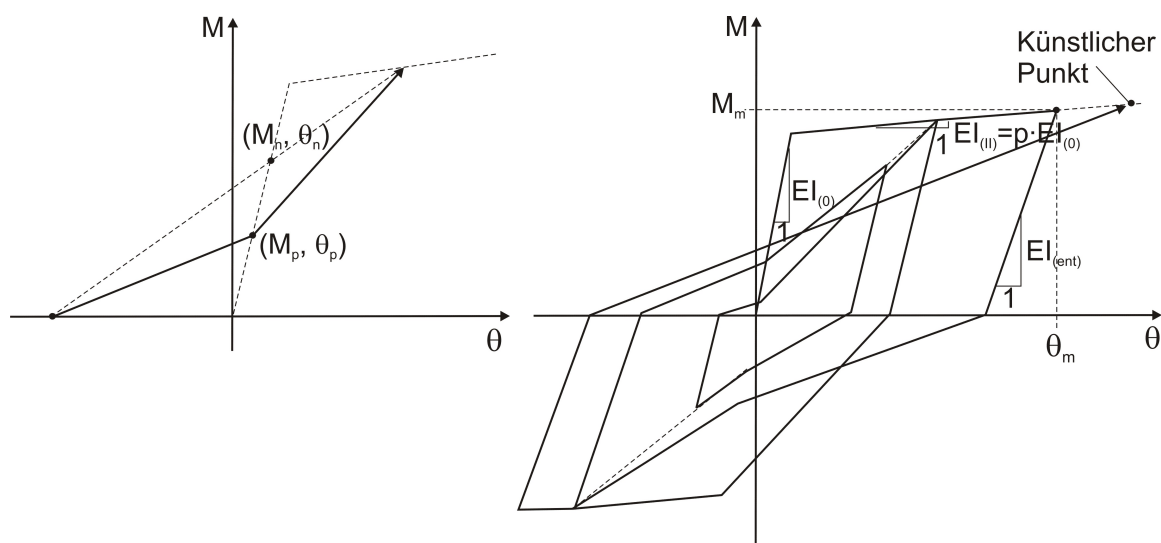


Abbildung 3.11: Hysteresemodell nach Roufaiel und Meyer [122]

Coelho und Carvalho [22] berücksichtigten in ihrem bilinearen Hysterese-Modell neben dem Pinching-Effekt auch die Minderung der Steifigkeit sowie

der Festigkeit. Dabei wurden alle erforderlichen Parameter getrennt für die positive und negative Richtung bestimmt, wodurch die Anzahl der notwendigen Parameter auf 16 anstieg. Für die Entlastungssteifigkeit wurde eine Formel angesetzt, womit die Erhöhung der Entlastungssteifigkeit bei größerer Verformung berücksichtigt werden kann (Abbildung 3.12a). Der Pinching-Effekt wurde durch eine bilineare Wiederbelastungskurve realisiert, wobei der erste Ast in Richtung des Punktes M_p ging, der als Bruchteil von M_n berechnet wird. Dabei ist M_n das Moment, welches sich infolge des Schnittpunktes der Verbindungsgeraden zwischen Start- und Zielpunktes der Wiederbelastung mit der Ordinate ergibt (Abbildung 3.12b). Die reduzierte Festigkeit wird derart berücksichtigt, indem der Zielpunkt der Wiederbelastung um einen bestimmten Betrag herabgesetzt wird (Abbildung 3.12c).

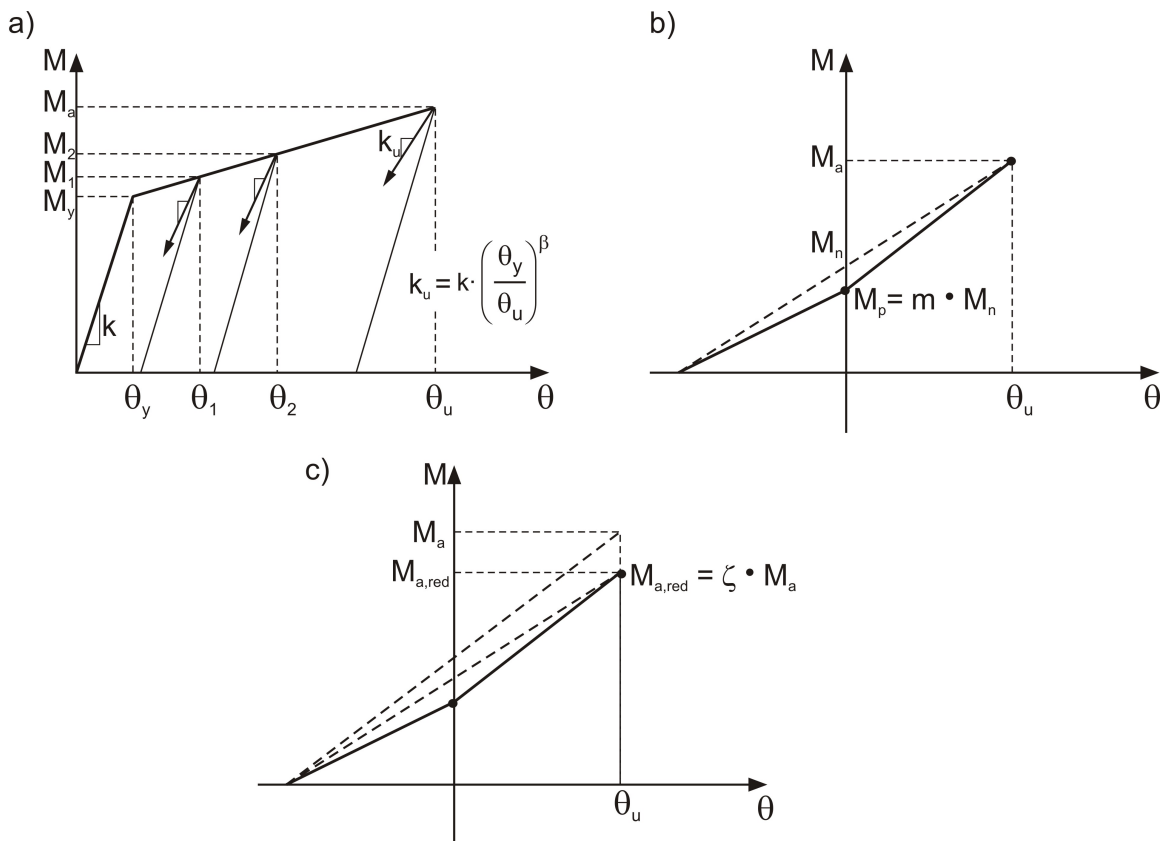


Abbildung 3.12: Hysteresemodell nach Coelho und Carvalho [22]

4 Analytische Modelle für die Mauerwerksausfachung

4.1 Einführung

Bis vor etwa sechs Jahrzehnten beschränkte sich die Erforschung des Tragverhaltens mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen auf Schadensbegutachtungen vor Ort sowie experimenteller Untersuchungen. Mit der Einführung und Entwicklung numerischer Techniken haben sich diese Möglichkeiten um die der analytischen Untersuchung erweitert. Viele Wissenschaftler haben sich seither der Numerik bedient und ihre entwickelten Methoden zur Berechnung des Tragverhaltens dieser Struktur vorgestellt. Grundsätzlich können diese Methoden entweder den Mikro-Modellen oder den Makro-Elementen zugeordnet werden. Während bei den Mikro-Modellen die Struktur durch eine große Anzahl von Elemente abgebildet wird, erfolgt die Modellierung bei den Makro-Elementen durch vereinfachte Strukturelemente wie z.B. der nichtlinearen Feder. In Abbildung 4.1 sind drei Beispiele dargestellt, die sich entweder in die Gruppe der Mikro-Modelle oder in die Gruppe der Makro-Elemente zuordnen lassen. Sowohl Modell 4.1a mit einer verschmierten Modellierung des Mauerwerks als auch Modell 4.1b mit einer diskreten Abbildung von Stein und Mörtel gehören zu der Gruppe der Mikro-Elemente. Mit diesen beiden Modellen ist es möglich, nichtlineare lokale Effekte, wie z.B. das Reißen des Materials oder die Kontaktinteraktion zwischen zwei Komponenten detailliert darzustellen. Damit diese nichtlinearen Effekte bei der Modellierung exakt berücksichtigt werden können, bedarf es allerdings nicht nur hochwertiger Rechentechniken. Auch die sehr genaue Ermittlung erforderlicher Materialeigenschaften ist unverzichtbar, was insbesondere bei Mauerwerk sehr großen Schwierigkeiten unterliegt. Nur kleine Ungenauigkeiten können hierbei schon zu komplett falschen Ergebnissen führen. Des Weiteren führt die sehr große Anzahl an erforderlichen Elementen zu einem erheblichen Modellierungsaufwand sowie zu einer sehr großen Rechenzeit, weshalb mit diesen Modellen allenfalls die Berechnung einzelner Wandscheiben vertretbar ist. Für die Berechnung gesamter Gebäude behilft man sich deshalb der Makro-Elemente, die auf dem physikalischen

Verständnis der globalen Struktur basieren (z.B. Modell 4.1c). Der Vorteil dieser Methode liegt nicht alleine in ihrer rechenbetonten Einfachheit und Effizienz. Insbesondere die globale Betrachtung des Tragverhaltens und somit die Berücksichtigung ganzheitlicher Materialeigenschaften macht das Ergebnis bei dieser Methode deutlich weniger verwundbar.

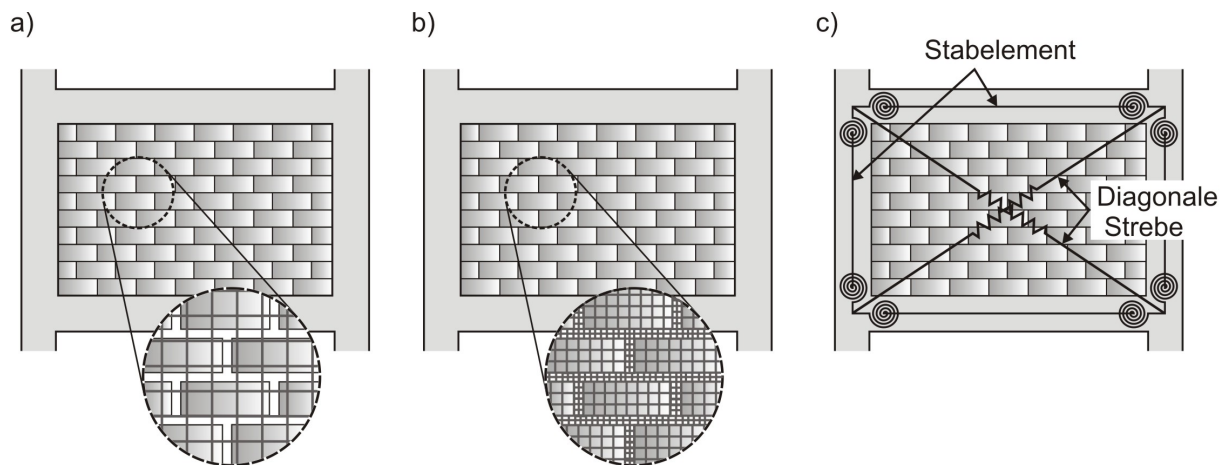


Abbildung 4.1: Vergleich der Mikro-Modelle a), b) mit dem Makro-Element c)

4.2 Das Modell der äquivalenten Diagonalstrebe

Bei Versuchen an mauerwerksausgefachten Rahmen unter seitlicher Belastung in Wandebene wird sich bereits bei kleinen Horizontalverformungen die Mauerwerkswand partiell vom Rahmen trennen, so dass nur ein begrenzter Bereich zwischen Wand und Rahmen in Kontakt ist (Abbildung 4.2). Die Ausfachung wird folglich durch die Kontaktbereiche z_b und z_c in der linken oberen Ecke (lastzugewandten Ecke) und der gegenüberliegenden unteren Ecke im Rahmen eingespannt. Somit ist ein Lastabtrag der Horizontalbelastung in der Ausfachung nur in dieser Richtung möglich, was zu dem Konzept führte, die Ausfachung durch eine äquivalente diagonale Strebe zu ersetzen.

Eine der ersten Studien hinsichtlich des Tragverhaltens von mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen führte Polyakov (wie erwähnt u.a. in Mallick und Severn [88] und in Seah [136]) durch. Neben einer analytischen Untersuchung dieses Themas wurden auch Tests an Mauerwerkswänden unter diagonaler Druckbelastung durchgeführt. In Anlehnung der gewonnenen Erkenntnisse empfahl er, das Wirken der Ausfachung infolge horizontaler Belastung durch

eine äquivalente Strebe zu berücksichtigen. Dieser Empfehlung nahmen sich in der Folgezeit viele Wissenschaftler an, wodurch sich das Konzept der „äquivalenten Strebe“ heute als eine effektive und effiziente Möglichkeit zur Beschreibung des Einflusses der Ausfachungswand auf den ausfachten Rahmen etabliert hat.

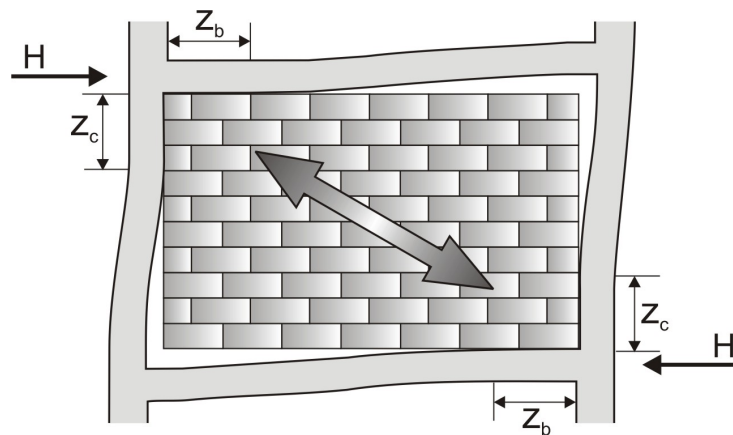


Abbildung 4.2: Partielle Trennung von Ausfachung und Rahmen infolge großer Horizontalverformungen

4.3 Eigenschaften der äquivalenten Diagonalstrebe

Mit der Einführung des Konzepts der äquivalenten Diagonalstrebe hat sich die Forschung intensiv mit dem Ziel befasst, die Eigenschaften der Diagonalstrebe derart zu definieren, dass damit das reale Verhalten der Ausfachung korrekt abgebildet werden kann. Je nach Art der Belastung (monoton oder zyklisch) und Art der Berechnung (linear elastisch oder nichtlinear) kann die Definition der Eigenschaften dabei mehr oder weniger aufwendig sein. Während bei einer linear elastischen Berechnung unter monotoner Belastung lediglich die Querschnittsfläche A_m , die Länge d_m sowie der E-Modul der Diagonalstrebe erforderlich ist, bedarf es bei einer nichtlinearen Berechnung zusätzlich des kompletten axialen Last-Verformungs-Verhaltens.

Die meisten Eigenschaften der äquivalenten Diagonalstrebe lassen sich direkt aus der zu Grunde liegenden Struktur entnehmen. So wird gewöhnlich die Länge d_m durch die diagonal gegenüberliegenden Schnittpunkte der

Mittellinien von Stütze und Riegel definiert. Die dabei im Vergleich zur Ausfachungsdiagonalen d_a etwas längere Diagonalstrebe hat in den meisten Fällen keine Signifikanz (Crisafulli [23]). Die Dicke t und der E-Modul entsprechen denen der Mauerwerksausfachung. Es ist hier allerdings anzumerken, dass durch das nichtlineare Verhalten des Mauerwerks der E-Modul keinem konstanten Wert entspricht, sondern in Abhängigkeit des Lastniveaus variiert. Im Gegensatz zu diesen eben erwähnten Eigenschaften lassen sich andere wichtige geometrische und materielle Eigenschaften, wie z.B. die Druckstrebenbreite w oder die Widerstandsfestigkeit des ausgefachten Rahmens H bzw. die Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe F_d nicht derart einfach bestimmen. Aus diesem Grund haben sich viele Wissenschaftler, welche sich mit dem Thema der äquivalenten Diagonalstrebe beschäftigten, hauptsächlich mit der Lösung dieser Probleme befasst.

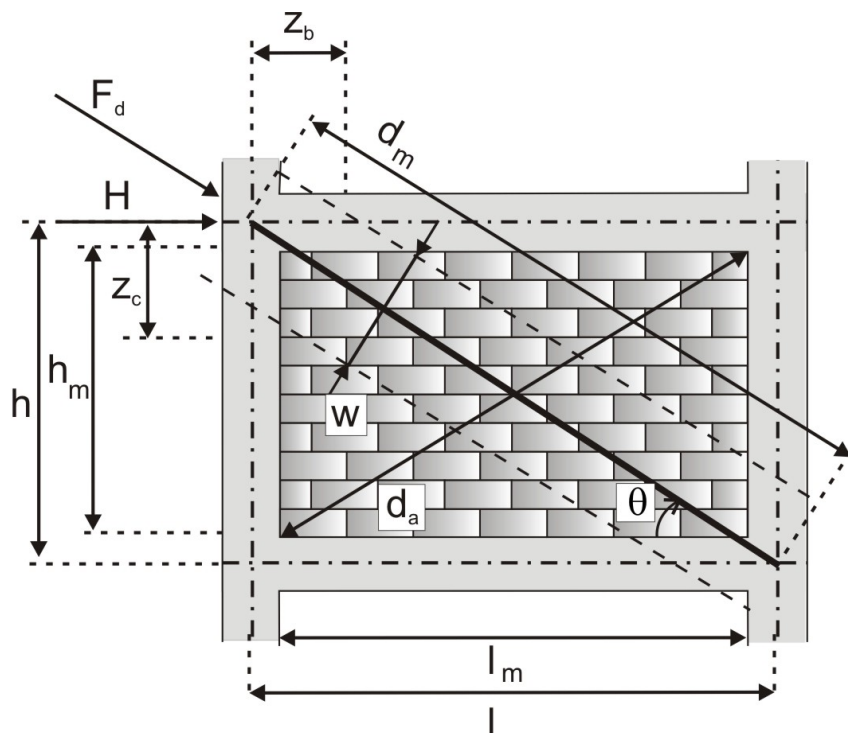


Abbildung 4.3: Eigenschaften der Druckdiagonalen.

4.3.1 Druckstrebenbreite w der äquivalenten Diagonalstrebe

Erstmals wurde von Holmes [67] im Jahre 1961 eine Annahme für die Druckstrebenbreite w präsentiert. Ungeachtet der relativen Steifigkeiten von

Rahmen und Ausfachung schlug er vor, die Druckstrebenbreite zu einem Drittel der Ausfachungsdiagonalen d_a festzusetzen.

$$w = \frac{d_a}{3} \quad (4.1)$$

Paulay und Priestley [115] berücksichtigten die Tatsache, dass eine größere Breite der Strebe zu einer steiferen Struktur führt und definierten die Strebenbreite mit 1/4 der Diagonalenlänge d_a etwas konservativer als Holmes, verzichteten jedoch auch auf die Berücksichtigung der relativen Steifigkeitsunterschiede zwischen Rahmen und Ausfachung.

Wenige Jahre nach der Arbeit von Holmes zeigte Stafford Smith [142], basierend auf einer großen Versuchsreihe an quadratischen ausgefachten Stahlrahmen, dass die Druckstrebenbreite w keinem konstanten Wert entspricht. Mit Hilfe der Elastizitätstheorie führte er eine Spannungsanalyse in der Ausfachung durch und trug die dabei berechneten Dehnungen entlang der Ausfachungsdiagonalen in einem Diagramm auf. Der Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen zeigte eine gute Übereinstimmung. Auf Basis dieser Ergebnisse ermittelte er die Druckstrebenbreite w in Abhängigkeit der Länge d_a der Ausfachungsdiagonalen (Gleichung 4.2).

$$\frac{d_a}{4} \leq w \leq \frac{d_a}{11} \quad (4.2)$$

Mit der Fortsetzung seiner Studien über quadratische ausgefachte Rahmen zeigte Stafford Smith und Carter [143], [141] ein paar Jahre darauf, dass die Druckstrebenbreite wesentlich von der Kontaktlänge z zwischen Rahmen und Ausfachung abhängt. Die Kontaktlänge selbst wird wiederum durch die relative Steifigkeit der Ausfachung zu der des Rahmens beeinflusst (Gleichung 4.3).

$$\frac{z}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (4.3)$$

Hierbei entspricht h der Stützenlänge zwischen den Mittellinien des oberen und des unteren Balkens. Mit dem dimensionslosen Parameter λ wird die relative Steifigkeit der Ausfachung hinsichtlich der des Rahmens beschrieben.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E \cdot I \cdot h_m}} \quad (4.4)$$

Mit E_m , h_m und t wird der E-Modul, die Höhe sowie die Dicke der Ausfachung berücksichtigt. E und I stehen für den E-Modul bzw. für das Flächenträgheitsmoment des Rahmenelements. θ ist der Winkel zwischen Horizontale und Ausfachungsdiagonale. Basierend auf den experimentellen Ergebnissen sowie der bekannten Kontaktlänge z und unter der Annahme einer dreiecksförmigen Verteilung der Kontaktspannungen ermittelte Stafford Smith die Druckstrebenbreite w . Mehrere Diagramme wurden erstellt, bei denen das Verhältnis der Druckstrebenbreite zur Ausfachungsdiagonale w/d_a dem Produkt aus dimensionslosen Parameter λ und Höhe h gegenübergestellt wurden. Es zeigte sich, dass w/d_a kleiner wird für größere Werte von λh .

Mainstone [87] testete mehrere ausgefachte Stahlrahmen unter diagonalen Belastung, wobei er die Seitenverhältnisse, die Stahleigenschaften und das Ausfachungsmaterial variierte. Die Auswertung der Versuche wurde derart durchgeführt, dass die Ermittlung der Druckstrebenbreite w in Abhängigkeit der beiden Schadenszustände, Eintritt der ersten Risse sowie Druckversagen der Ausfachungsecke, möglich ist. Die relative Steifigkeit der Ausfachung zum Rahmen wurde mit dem dimensionslosen Parameter λ nach Gleichung 4.4 berücksichtigt. Mainstone schlug letztlich die folgenden Ausdrücke 4.5 und 4.6 vor.

Eintritt der ersten Risse:

$$w = 0,175 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0,3} \cdot d_a \quad (4.5)$$

Druckversagen der Ausfachungsecke:

$$w = 0,52 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0,3} \cdot d_a \quad (4.6)$$

1983 stellten Liauw und Kwan [82] eine Arbeit vor, in der sie anhand experimenteller und numerischer Studien zwei Formeln für die Druckstrebenbreite ableiteten. So schlugen sie einen Ausdruck vor, der auf Basis der experimentellen Ergebnissen von Barua und Mallick [12] entwickelt wurde.

$$w = \frac{0,95}{\sqrt{\lambda \cdot h_m}} \cdot h_m \cdot \cos\theta \quad (4.7)$$

Parallel hierzu führten sie eine analytische Parameterstudie durch, wobei

sie den Reibungsanteil zwischen Rahmen und Ausfachung vernachlässigten.

$$w = \frac{0,86}{\sqrt{\lambda \cdot h_m}} \cdot h_m \cdot \cos\theta \quad (4.8)$$

Mit θ , h_m und λ finden hier der Winkel zwischen Horizontale und Ausfachungsdiagonale, die Ausfachungshöhe und der dimensionslose Parameter seine Berücksichtigung.

Decanini und Fantin (wie erwähnt in Crisafulli [23], [24]) schlugen auf Basis der Resultate mauerwerksausgefachter Rahmen unter horizontaler Belastung zwei Gleichungssätze vor. Dabei berücksichtigten sie, ob sich das Mauerwerk im gerissenen oder ungerissenen Zustand befindet.

Ungerissener Zustand:

$$w = \left(\frac{0,748}{\lambda \cdot h_m} + 0,085 \right) \cdot d_m \dots \lambda \leq 7,85$$

$$w = \left(\frac{0,393}{\lambda \cdot h_m} + 0,130 \right) \cdot d_m \dots \lambda > 7,85 \quad (4.9)$$

Gerissener Zustand:

$$w = \left(\frac{0,707}{\lambda \cdot h_m} + 0,010 \right) \cdot d_m \dots \lambda \leq 7,85$$

$$w = \left(\frac{0,470}{\lambda \cdot h_m} + 0,040 \right) \cdot d_m \dots \lambda > 7,85 \quad (4.10)$$

Die Autoren gaben an, dass der E-Modul des Mauerwerks E_m , welcher bei der Ermittlung des dimensionslosen Parameters λ erforderlich ist, dem betrachteten Zustand (gerissenes oder ungerissenes Mauerwerk) entspricht. Der grundlegendste Vorteil dieser Methode liegt in der Unterscheidung der beiden möglichen Zustände des Mauerwerks. Dieser Fakt wird von anderen Wissenschaftlern nur sehr selten berücksichtigt.

Žarnič [158] präsentierte 1994 eine Methode zur Ermittlung der Druckstrebenbreite w , welche auf einer experimentellen und analytischen Untersuchung an 34 einfeldrigen, einstöckigen Versuchskörper [157] basiert. Er formulierte

die Druckstrebenbreite als Funktion der geometrischen und mechanischen Eigenschaften der zu Grunde gelegten Versuchskörper sowie der Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung.

$$w = \frac{A_d}{t}; \quad A_d = K_t \cdot \frac{d_a}{E_m} \quad (4.11)$$

In Gleichung 4.11 ist A_d die Querschnittsfläche der Diagonalstrebe und t die Dicke der Ausfachung. Die Querschnittsfläche berechnet sich wiederum über die Steifigkeit K_t eines partiellen Anteils der Ausfachungswand mal dem Quotient aus Diagonalenlänge d_a und E-Modul der Ausfachungswand. Der Anteil der Ausfachungswand, welcher der Steifigkeit K_t zu Grunde liegt, ist durch $2/3$ der Ausfachungshöhe h_m und gesamter Ausfachungslänge l_m begrenzt und wird durch die Gleichung 4.12 ermittelt.

$$K_t = \frac{1}{\frac{5 \cdot h_t^3}{12 \cdot E_m \cdot l_m} + \frac{0,6 \cdot h_t}{G_m \cdot A_m}} \quad (4.12)$$

Mit G_m , A_m und l_m wird der Schubmodul, die Querschnittsfläche und die Länge der Ausfachung berücksichtigt. Die Höhe h_t entspricht $2/3$ der Ausfachungshöhe.

Saneinejad und Hobbs [124] präsentierten 1995 eine Methode zur Ermittlung der Strebenquerschnittsfläche A_d , basierend auf analytischen und experimentellen Untersuchungen an beton- und mauerwerksausgefachten Stahlrahmen, indem sie eine Kräftegleichgewichtsbetrachtung an der lastzugewandten oberen Ecke durchführten. Sie setzten voraus, dass die Ausfachung durch Druckversagen in der Ausfachungsecke statt findet. Unter Berücksichtigung der infolge horizontaler Auslenkung resultierenden Momente in den Rahmenbauteilen sowie der Kontaktspannungen zwischen Rahmen und Ausfachung schlugen sie den folgenden Ausdruck 4.13 vor. Dabei nahmen sie an, dass die Normalspannung σ_c über die Kontaktlänge $z_c = \alpha_c \cdot h$ und die Schubspannung τ_b über die Kontaktlänge $z_b = \alpha_b \cdot l$ gleichmäßig verteilt ist, wobei h die Stockwerkshöhe und l die Stockwerksbreite ist. Wird Gleichung 4.13 durch die Dicke t der Ausfachung dividiert, erhält man schließlich die Druckstrebenbreite w .

$$A_{d,CC} = \frac{\frac{\sigma_c}{\beta_{D,Mw,eff}} \cdot t \cdot (1 - \alpha_c) \cdot \alpha_c \cdot h + \frac{\tau_b}{\beta_{D,Mw,eff}} \cdot t \cdot \alpha_b \cdot l}{\cos \theta} = \frac{w}{t} \quad (4.13)$$

Mit $\beta_{D,Mw,eff}$ fließt die effektive Druckfestigkeit der Ausfachung ein, die dem 0,39-fachen der Würfeldruckfestigkeit des Mauerwerks entspricht. Sofern die Versagensursache des Mauerwerks die Bildung diagonalen Risse in der Ausfachung ist (diagonal cracking), schlugen Saneinejad und Hobbs die nachstehende Formel zur Berechnung der Querschnittsfläche A_d vor.

$$A_{d,DC} = 0,5 \frac{t \cdot h_m \frac{f_a}{\beta_{D,Mw,eff}}}{\cos\theta} = \frac{w}{t} \quad (4.14)$$

Der Parameter f_a ist dabei eine so genannte zulässige Spannung, die nach dem ACI 318.1-89 definiert ist.

Im Jahre 2003 präsentierten El-Dakhkhni und seine Mitautoren [48] eine Gleichung zur Ermittlung der Querschnittsfläche A_d der äquivalenten Diagonalstrebe, wobei sie sich dabei der Gleichung 4.13 von Saneinejad und Hobbs bedienten und diese entsprechend vereinfachten. Infolge des zu erwarteten Schrumpfens der Ausfachungswand gehen sie von einer Trennung zwischen Ausfachung und Balken aus, weshalb sie die Schubspannungen τ_b zwischen Balken und Ausfachung unberücksichtigt ließen. Des Weiteren definierten sie ihre Gleichung zum Zeitpunkt des Versagens. Das bedeutet, dass die relative Festigkeit $\beta_{D,Mw,eff}$ durch die maximale Druckfestigkeit des Mauerwerks ersetzt wird. Zudem wird die Spannung σ_c ebenso einen Maximalwert annehmen, der annähernd der maximalen Druckfestigkeit des Mauerwerks entspricht. Der Quotient $\beta_{D,Mw,eff}/\sigma_c$ wird somit zu 1. Gleichung 4.13 vereinfacht sich unter diesen Annahmen zu der folgenden Gleichung 4.15. Die Druckstrebenbreite w ergibt sich schließlich durch Division der Querschnittsfläche A_d durch die Wanddicke t .

$$A_{d,CC} = \frac{(1 - \alpha_c) \cdot \alpha_c \cdot h \cdot t}{\cos\theta} = \frac{w}{t} \quad (4.15)$$

Mosalam [99] präsentierte 1996 eine Formel zur Ermittlung der Druckstrebenbreite w , indem er die relativen Steifigkeiten von Rahmen und Ausfachungswand berücksichtigte. Dabei bediente er sich allerdings nicht, wie viele andere Wissenschaftler vor ihm, der Methode von Stafford Smith (Gleichung 4.4). Der Grund hierfür lag darin, dass mit dieser Methode der Gleitschlupf in der Grenzfläche zwischen Rahmen und Ausfachungswand unberücksichtigt blieb und somit die Steifigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe überbewertet wird. Infolgedessen nahm sich Mosalam einer einfachen Methode von Barua und Mallick

[12] an, welche etwas kleinere Werte für die Steifigkeit der Diagonalstrebe liefert, so dass sich die Druckstrebenbreite w wie folgt definiert.

$$w = \frac{0,22 \cdot d_m}{\lambda \cdot l} \quad (4.16)$$

Die Druckstrebenbreite w ermittelte Hendry [64] unter Berücksichtigung der Kontaktlängen zwischen Stütze und Ausfachung z_c und zwischen Balken und Ausfachung z_b .

$$z_c = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_c}; \quad z_b = \frac{\pi}{\lambda_b} \quad (4.17)$$

Mit λ_c und λ_b werden die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Ausfachung und Stütze bzw. zwischen Ausfachung und Balken berücksichtigt. Die Ermittlung der beiden dimensionslosen Parameter erfolgt nach Gleichung 4.4 von Stafford Smith. Hendry nahm an, dass die Druckspannungen zwischen den äußersten Kontaktpunkten zwischen Ausfachung und Rahmen im Abstand von z_c und z_b dreiecksförmig verteilt sind, wobei das Maximum auf Höhe der Diagonalen liegt. Ausgehend davon, dass über die Druckstrebenbreite w die Druckspannungen gleichmäßig verteilt sind, berechnet sich w entsprechend der folgenden Gleichung.

$$w = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{z_c^2 + z_b^2} \quad (4.18)$$

4.3.2 Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe

Wird ein mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen in seiner Ebene horizontal belastet können mehrere Schadenszustände in der Ausfachung eintreten, die zu einem Versagen der gesamten Struktur führen. Diagonale Zugrisse entlang der belasteten Ecken, horizontale Schubrisse entlang der Lagerfuge oder Druckversagen in der Ausfachungsecke zählen hierbei zu den möglichen Versagensformen der Ausfachung. In der Regel ist das Versagen jedoch nicht Ursache eines einzelnen Schadenszustandes sondern vielmehr eine Kombination aus mehreren Schadenszuständen. Zu welchem Zeitpunkt ein bestimmter Zustand eintritt und welcher Zustand letztlich zum kompletten Versagen der Struktur führt hängt dabei stark von den geometrischen und materiellen Eigenschaften des zu Grunde gelegten Systems ab.

Im folgenden Kapitel werden nun mehrere vereinfachte Methoden sowie Gleichungen vorgestellt und im Detail diskutiert, womit die Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe F_d (Abbildung 4.3), bezogen auf einen der oben erwähnten Schadenszustände, ermittelt werden kann. Die Druckfestigkeit definiert sich dabei immer über die Horizontalbelastung H am ausgefachten Rahmen, welche zum Zeitpunkt des Eintretens des betrachteten Schadenszustandes aktiv ist.

Im Sinne einer besseren Vergleichsmöglichkeit der unterschiedlichen Methoden werden im weiteren Verlauf die Originalbezeichnungen modifiziert und eine konsistente Bezeichnung eingeführt (siehe Abbildung 4.3). Die Bezeichnung der Druckfestigkeiten für die äquivalente Diagonalstrebe wurde dabei derart definiert, dass zum Zeitpunkt des Eintretens von Zugrissen entlang der belasteten Diagonalen die Notation $F_{d,DC}$ verwendet wird. Das Versagen der Ausfachung durch Bildung eines Schubrisses entlang der Lagerfuge wird mit $F_{d,S}$ angegeben und bei Druckversagen der Ausfachungsecke wird die Bezeichnung $F_{d,CC}$ eingeführt.

Stafford Smith und Carter [143], [141] präsentierten in den 1960er Jahren eine der ersten Arbeiten zur Ermittlung der Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe. Sie zeigten anhand getesteter Stahlrahmen mit Betonausfachung, dass das Druckversagen der Ausfachungsecke entlang der Kontaktlänge z statt findet. Des Weiteren nahmen sie an, dass sich die belastete Ecke der Ausfachung, insofern das Versagen sukzessive eintritt und durch starke Verformungen begleitet wird, in einem plastischen Zustand befindet. Unter Berücksichtigung dieser Annahme sowie einer linearen Verteilung der Kontaktkräfte zwischen Rahmen und Ausfachung wurde der folgende Ausdruck für die Druckfestigkeit der Diagonalstrebe vorgestellt.

$$F_{d,CC} = z \cdot t \cdot \beta_{D,Mw} \cdot \sec\theta \quad (4.19)$$

Hierbei entspricht z der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung. Die Dicke der Ausfachung wird mit dem Parameter t berücksichtigt und θ ist der Winkel zwischen der Ausfachungsdiagonalen und der Horizontalen. $\beta_{D,Mw}$ bezeichnet die Druckfestigkeit des Mauerwerks. Stafford Smith und Carter wiesen jedoch darauf hin, dass bei einer Mauerwerksausfachung das Versagen der Ausfachungsecke eher unwahrscheinlich ist. Vielmehr erwarten sie, wegen der deutlich geringeren Widerstandfestigkeit, ein vorzeitiges Schub- bzw. Zugversagen in der Ausfachung. Um dennoch die Möglichkeit

eines Druckversagens in bestimmten Fällen zu berücksichtigen wurde die Druckfestigkeit des Mauerwerks $\beta_{D,Mw}$ mit der konservativeren Druckfestigkeit des Mörtels $\beta_{D,Moe}$ gleichgesetzt.

Mit Gleichung 4.20 wird die Last definiert, welche erforderlich ist, um ein Schubversagen entlang der Lagerfuge zu erzeugen.

$$F_{d,S} = \frac{\beta_{Hs} \cdot h_m \cdot t}{1 - \mu \cdot \frac{\sigma_{n,t}}{\tau_t}} \cdot \frac{100}{8 \cdot \tau_t} \quad (4.20)$$

Mit $\sigma_{n,t}$ und τ_t werden theoretische Werte für die vertikale Spannung und maximale Schubspannung angesetzt. Durch den Parameter β_{Hs} wird die Haftscherfestigkeit und mit μ der Reibungsbeiwert berücksichtigt. Die Höhe der Mauerwerksausfachung geht mit h_m in die Gleichung 4.20 ein. Die Ermittlung dieser Werte erfolgt anhand einer Analyse an einer Wand mit acht Höheneinheiten und einer Dickeneinheit sowie einer diagonalen Belastung von 100 Einheiten. Unter Ansatz eines Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,6$ ergibt sich für unterschiedliche Seitenverhältnisse h_m/l_m die Druckfestigkeit der Diagonalstrebe im Fall des Schubversagens in der Mauerwerksausfachung zu.

$$F_{d,S} = 1,3 \cdot \beta_{Hs} \cdot h_m \cdot t \quad (4.21)$$

Eine Methode zur Berechnung der Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe zum Zeitpunkt eines Druckversagens in der Ausfachungsecke präsentierte Mainstone [87] im Jahre 1971. Er führte diesbezüglich Versuche an diagonal belasteten Stahlbetonrahmen durch, die wahlweise mit Mauerwerk oder Mikrobeton ausgefacht wurden. Gleichung (4.22) gibt die empirische Formel für Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung an.

$$F_{d,CC} = \beta_{D,Mw} \cdot t \cdot d_a \cdot 0,84 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0,875} \quad (4.22)$$

Mit d_a wird die Länge der Ausfachungsdiagonale und mit λ der dimensionslose Parameter nach Gleichung 4.4 berücksichtigt. Die Höhe der Stütze wird mit h bezeichnet.

Stafford Smith und Riddington [144] stellten eine Bemessungsmethode vor, welche die Ermittlung der Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe für alle drei möglichen Versagensformen in der Ausfachung ermöglicht. Ausgehend davon, dass ein Schubversagen genau an der Stelle eintritt, wo die

horizontale Schubspannung größer wird als die Schubfestigkeit der Mörtelfuge konnten die Autoren mit Hilfe einer Untersuchung der Spannungszustände in der Ausfachung zeigen, dass diese Versagensform im Zentrum der Ausfachung ausgelöst wird. Unter Ansatz des Mohr-Coloumb-Kriteriums schlugen sie den folgenden Ausdruck vor.

$$F_{d,S} = \frac{\beta_{Hs} \cdot l_m \cdot t}{1,43 - \mu \cdot \left(0,8 \cdot \frac{h_m}{l_m} - 0,2\right)} \cdot \frac{1}{\cos\theta} \quad (4.23)$$

Für den Fall eines Zugversagens in der Ausfachung bedienten sich Stafford Smith und Riddington eines Näherungswertes für die Hauptzugspannung im Zentrum der Ausfachung, den sie anhand von FE-Berechnungen erhielten. Hierfür stellten sie den folgenden Ausdruck vor.

$$F_{d,DC} = \frac{1,72 \cdot l_m \cdot t \cdot \beta_{Z,Mw,d}}{\cos\theta} \quad (4.24)$$

Mit $\beta_{Z,Mw,d}$ geht die diagonale Zugfestigkeit von Mauerwerk in die Gleichung 4.24 ein. Anhand der Auswertung mehrerer Versuche konnten sie zeigen, dass ein Druckversagen der Ausfachungsecke ungefähr in dem Bereich statt findet, der durch die Kontaktlänge begrenzt wird. Insofern die Kontaktlänge z von der Steifigkeit des Rahmens abhängt, basiert die Ermittlung der Druckstrebenfestigkeit auf dem dimensionslosen Parameter λ nach Stafford Smith und Carter. Unter Ansatz der Gleichung 4.22 von Mainstone und nach Einsetzen des dimensionslosen Parameters λ wurde der folgende Ausdruck als gute Annäherung angegeben.

$$F_{d,CC} = 4 \cdot \beta_{D,Mw} \cdot \cos^2\theta \cdot \sqrt[4]{I \cdot h_m} \cdot t \cdot \frac{1}{\cos\theta} \quad (4.25)$$

Saneinejad und Hobbs [124] ermittelten 1993 die Druckfestigkeit der Diagonalstrebe F_d auf Basis numerischer und experimenteller Resultate an beton- und mauerwerksausgefachten Stahlrahmen. Sie nahmen hierfür an, dass die Kontaktlängen $z_c = \alpha_c \cdot h$ und $z_b = \alpha_b \cdot l$ 40 % der Ausfachungshöhe h_m bzw. -länge l_m nicht überschreitet und die Spannungen in der Kontaktfläche gleichmäßig verteilt sind. Durch die Betrachtung des Kräftegleichgewichts an der belasteten Ecke konnte so die Widerstandsfestigkeit der Diagonalstrebe im Falle eines Druckversagens der Ausfachungsecke wie folgt definiert werden.

$$F_{d,CC} = \frac{\sigma_c \cdot t \cdot (1 - \alpha_c) \cdot \alpha_c \cdot h + \tau_b \cdot t \cdot \alpha_b \cdot l}{\cos\theta} \quad (4.26)$$

σ_c und τ_b entsprechen der Normal- und Schubspannung in der Kontaktfläche. Saneinejad und Hobbs berücksichtigten des Weiteren, dass bei sehr dünnen Ausfachungen unter diagonalem Druck das Versagen durch Instabilität in der Ausfachung eintreten kann. Unter Ansatz eines Spannungsblocks in der Mitte der Ausfachung schlugen sie für diesen Versagensfall den folgenden Ausdruck vor.

$$F_{d,DC} = \frac{0,5 \cdot h_m \cdot t \cdot f_a}{\cos\theta} \quad (4.27)$$

Hierbei ist f_a eine so genannte zulässige Spannung die durch den ACI 318.1-89 festgelegt ist. Für den Fall, dass die Ausfachung aus Mauerwerk hergestellt wird, kann Versagen auch durch einen horizontalen Riss in der Lagerfuge über die gesamte Länge der Ausfachung eintreten. Unter Ansatz der für diesen Versagensfall maximal aufnehmbaren horizontalen Schubkraft ermittelt sich die Druckfestigkeit der Diagonalstrebe entsprechend der Gleichung (4.28)

$$F_{d,S} = \frac{\gamma \cdot v \cdot t \cdot l_m}{(1 - 0,45 \cdot \tan\theta) \cos\theta} < \frac{0,83 \cdot \gamma \cdot t \cdot l_m}{\cos\theta} \quad (4.28)$$

Hierbei ist γ ein Lastfaktor und v die Schubfestigkeit der Lagerfuge.

Für die Ermittlung der Ausfachungsfestigkeit bedienten sich Žarnič und Gostič [158], [159], [160] der Resultate zyklisch belasteter mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen. Die getesteten Versuchskörper, bei denen die Ausfachung maßgeblich auf Schub versagte, wurden fotogrammetrisch analysiert. Dabei haben sie erkannt, dass Kontaktkräfte lediglich zwischen der belasteten Stütze und Rahmen auftreten, nicht aber zwischen der diagonal gegenüberliegenden Ecke und Rahmen. Unter Berücksichtigung einer linearen Verteilung der Kontaktkräfte definiert sich die Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe zu

$$F_{d,S} = C_R \cdot \frac{A_m \cdot \beta_{Z,Mw}}{C_I \cdot b} \cdot \left\{ 1 + \sqrt{C_I^2 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{Z,Mw}} \right) + 1} \right\} \cdot \frac{1}{\cos\theta} \quad (4.29)$$

Das Verhältnis zwischen der maximalen Schubspannung in der horizontalen Querschnittsfläche der Ausfachung A_m und der gleichmäßig verteilten Schubspannungen infolge horizontaler Belastung wird durch den Parameter

b berücksichtigt. Die beiden Faktoren C_R und C_I bewerten die qualitative Arbeitsausführung des Mauerwerks bzw. die Interaktion zwischen Ausfachung und Rahmen und mit $\beta_{Z,Mw}$ geht die Zugfestigkeit des Mauerwerks in die Gleichung mit ein. Der Einfluss externer vertikaler Belastung wird durch eine einheitlich verteilte Druckspannung σ_x in der horizontalen Querschnittsfläche der Ausfachung dargestellt.

Flanagan und Bennett [55] führten Versuche an Stahlrahmen mit Mauerwerksausfachung aus Tonziegel durch, wobei alle Versuchskörper durch Druckversagen der Ausfachungsecke versagten. Unter der Berücksichtigung, dass die Rahmeneigenschaften sowie die Geometrie der Struktur nur einen sehr geringen Einfluss auf die Festigkeit hat, sofern diese zum Zeitpunkt des Druckversagens der Ausfachungsecke definiert wird, führten sie die folgende vereinfachte Formel ein.

$$F_{d,CC} = \frac{K_{cr} \cdot t \cdot \beta_{D,Mw}}{\cos\theta} \quad (4.30)$$

In dieser Formel ist K_{cr} ein empirischer Faktor mit der Einheit Länge (l). Dieser Faktor wird derart bestimmt, dass damit die experimentellen Resultate gut abgebildet werden können. Somit gibt es in dieser Methode keinen Bezug zur Kontaktlänge z zwischen Rahmen und Ausfachung. In einer weiteren Arbeit von Flanagan und Bennett [56] wurde gezeigt, dass Gleichung 4.30 auch auf mauerwerksausgefachte Stahlbetonrahmen anwendbar ist.

Hendry [64] präsentierte zwei Formeln für die Widerstandfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe, die sich hinsichtlich des Belastungszeitpunktes unterscheiden. Wird ein mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen in seiner Ebene horizontal ausgelenkt, treten bereits bei sehr kleinen Auslenkungen Schubrisse entlang der Lagerfuge ein. Für die Ermittlung der Widerstandfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe zu diesem Zeitpunkt behilft sich Hendry des Mohr-Coulomb-Kriteriums. Durch eine Kräftegleichgewichtsbetrachtung in der Mitte der Mauerwerksausfachung unter einer diagonalen Belastung gibt Hendry den folgenden Ausdruck 4.31 für die Druckfestigkeit $F_{d,S}$ der Diagonalstrebe an.

$$F_{d,S} = \frac{\beta_{Hs} \cdot l_m \cdot t}{1 - \mu \cdot \tan\theta \left(\frac{\pi}{\lambda_b \cdot l_m} \right)} \cdot \frac{1}{\cos\theta} \quad (4.31)$$

Das Verhältnis von Ausfachungssteifigkeit zur Steifigkeit des Balkens wird durch den dimensionslosen Parameter λ_b beschrieben, dessen Berechnung nach dem Verfahren von Stafford Smith (Gleichung 4.4) erfolgt. Trotz der Bildung von Schubrisen in der Lagerfuge vermag die Ausfachung weiter an Belastung aufzunehmen, bis durch ein Druckversagen der Ausfachungsecke die maximale Widerstandskraft erreicht wird. Unter der Annahme, dass das Druckversagen nur im Bereich der Strebenbreite w statt findet und die Belastung an der beschädigten Ausfachungsecke dreiecksförmigen verteilt ist, schlägt Hendry für die maximale Druckfestigkeit der Diagonalstrebe $F_{d,CC}$ Gleichung 4.32 vor.

$$F_{d,CC} = 0,5 \cdot \beta_{D,Mw} \cdot t \cdot w \quad (4.32)$$

Wie Hendry [64] geben Paulay und Priestley [115] ebenfalls eine Druckfestigkeit für die äquivalenten Diagonalstrebe im Fall eines Schubversagens in der Lagerfuge $F_{d,S}$ sowie für das Druckversagen der Ausfachungsecke $F_{d,CC}$ an. Ohne Berücksichtigung der Vertikalbelastung infolge Eigengewicht und unter Ansatz des Mohr-Coloumb-Kriteriums definiert sich die maximale Widerstandfestigkeit der Mauerwerksausfachung bei Schubversagen der Lagerfuge zu.

$$H = \beta_{Hs} \cdot l_m \cdot t + \mu \cdot F_{d,S} \cdot \sin\theta \quad (4.33)$$

Durch Ersetzen der Horizontalbelastung H mit $F_{d,S} \cdot \cos\theta$ kann Gleichung 4.33 nach der Druckfestigkeit $F_{d,S}$ umgeformt werden.

$$F_{d,S} = \frac{\beta_{Hs} \cdot l_m \cdot t}{\cos\theta - \mu \cdot \sin\theta} \quad (4.34)$$

Für den Fall des Druckversagens in der Ausfachungsecke zitierten Paulay und Priestley [115] einen Vorschlag von Trigo (erwähnt u.a. in Crisafulli [23]), der eine parabelförmige Lastverteilung entlang der Kontaktlänge z_c zwischen Stütze und Ausfachung annahm.

$$F_{d,CC} = \frac{2}{3} \cdot z_c \cdot t \cdot \beta_{D,Mw} \cdot \frac{1}{\cos\theta} \quad (4.35)$$

Die Kontaktlänge $z_c = \pi/2 \cdot \lambda$, wobei λ der dimensionslose Parameter nach Stafford Smith (Gleichung 4.4) ist.

Crisafulli [23] verwendete für die Ermittlung der Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe einen allgemeinen Ausdruck 4.36, der ursprünglich von Decanini und Fantin (wie in Crisafulli [23] erwähnt) eingeführt wurde.

$$F_d = f_d^* \cdot t \cdot w \quad (4.36)$$

Mit dem Parameter f_d^* wird eine fiktive Druckfestigkeit des Mauerwerks berücksichtigt, welche sich infolge einer diagonalen Belastung im Winkel θ ergibt. Die Ermittlung dieses Parameters erfolgte analytisch unter Ansatz der bereits in Kapitel 2.6 beschriebenen Versagenshypothesen nach Mann und Müller [91],[100]. Dadurch war es möglich die Druckfestigkeit bei einem Schubversagens in der Lagerfuge $F_{d,S}$ oder bei einem Reißen der Steine $F_{d,DC}$ anzugeben.

$$F_{d,S} = \frac{\beta_{Hs}^* \cdot t \cdot w}{\sin\theta (\cos\theta - \mu^* \sin\theta)} \quad (4.37)$$

$$F_{d,DC} = \frac{\beta_{z,St}}{\sin\theta (C_s \cdot \cos\theta - 0,27 \cdot \sin\theta)} \quad (4.38)$$

Mit β_{Hs}^* und μ^* wird die reduzierte Haftscherfestigkeit bzw. der reduzierte Reibungsbeiwert berücksichtigt. Die Zugfestigkeit der Mauersteine wird durch den Parameter $\beta_{z,St}$ eingeführt. C_s berücksichtigt das Verhältnis aus maximaler zu nomineller Schubspannung. Mann und Müller gaben weiterhin auch eine Versagenstheorie für den Fall eines Druckversagens des Mauerwerks an. Crisafulli zeigte anhand experimenteller Resultate, dass dieses Versagen nur bei sehr großen vertikalen Spannungen σ_x im Vergleich zu den Schubspannungen τ im Mauerwerk eintreten kann. Damit dieser Fall eintritt bedarf es jedoch einer Neigung θ von etwa 83° . Insofern solche Strukturen in der Praxis keine Anwendung finden, ließ Crisafulli diese Versagensform unberücksichtigt.

4.3.3 Hysteretisches Verhalten der äquivalenten Diagonalstrebe

Im Jahre 1978 bedienten sich Klingner und Bertero [76] des Konzepts der äquivalenten Diagonalstrebe. Die Druckstrebenbreite w wurde direkt der Arbeit von Mainstone [87] (wie in Kapitel 4.3.1 beschrieben) entlehnt. Der Schwerpunkt

dieser Arbeit lag in der Studie des hysteretischen Verhaltens mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen. Zur Abbildung der von ihnen durchgeführten Experimente an 1-1/2 feldrigen, 3-1/2 stöckigen Strukturen wurden drei Hystereseamodelle für die diagonale Strebe vorgestellt, wobei sich die Komplexität des ersten Modells bis zum dritten Modell erhöhte. In Abbildung 4.4 ist das dritte Hysteresemodell von Klingner und Bertero dargestellt. Die Einhüllende wird durch einen geradlinig ansteigenden Ast entsprechend der elastischen Steifigkeit und einer anschließend exponentiell absteigenden Kurve repräsentiert. Die Entlastungskurve verläuft parallel zur Erstbelastungskurve, wohingegen bei der Wiederbelastungskurve eine Steifigkeitsminderung berücksichtigt wird. Des Weiteren gingen sie davon aus, dass die Diagonalstrebe einen geringen Widerstand bei Zugbelastung aufweist. Vergleiche mit den experimentellen Resultaten haben gezeigt, dass mit diesem Hysteresemodell die Steifigkeits- und Festigkeitsminderung gut abgebildet werden kann.

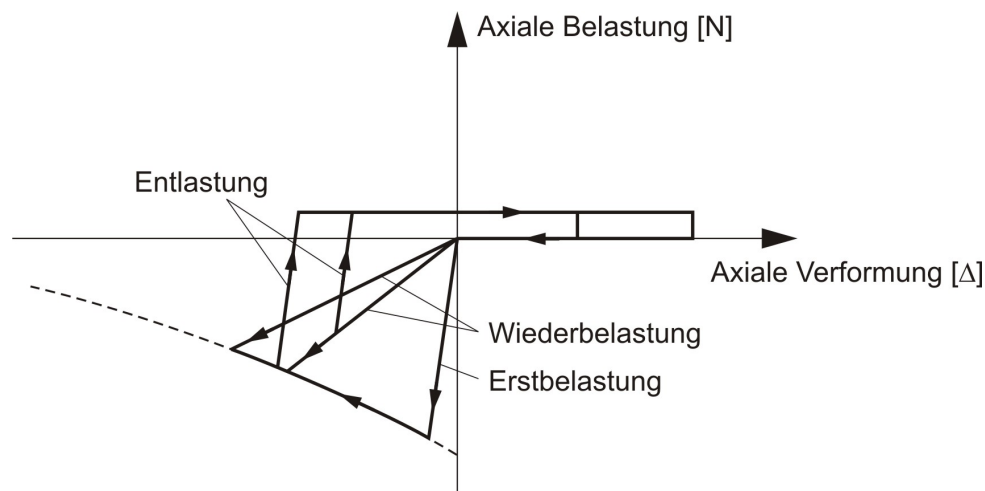


Abbildung 4.4: Hysteresemodell für die äquivalente Strebe nach Klingner und Bertero [76]

Doudoumis und Mitsopoulou [45] führten eine analytische Studie an ausgefachten Rahmen unter seismischer Belastung in Wandebene durch. Dabei gingen sie davon aus, dass zwischen Ausfachung und Rahmen ein Spalt vorhanden ist und infolgedessen kein Verbund zwischen diesen beiden Elementen vorhanden sein kann. Aus diesem Grund wurde ein Hysteresemodell für die äquivalente Diagonalstrebe vorgeschlagen, die keinerlei Zugfestigkeit besitzt. Die hysteretischen Zyklen unter Druckbelastung wurden sehr einfach modelliert, indem die Steifigkeiten der Entlastung und Wiederbelastung der elastischen Steifigkeit bei Erstbelastung entspricht. Die Festigkeitsminderung wird berücksichtigt, indem die maximale Widerstandfestigkeit bei Wiederbelastung

N' in Abhängigkeit der bis dato maximal erreichten Auslenkung Δ' reduziert wird.

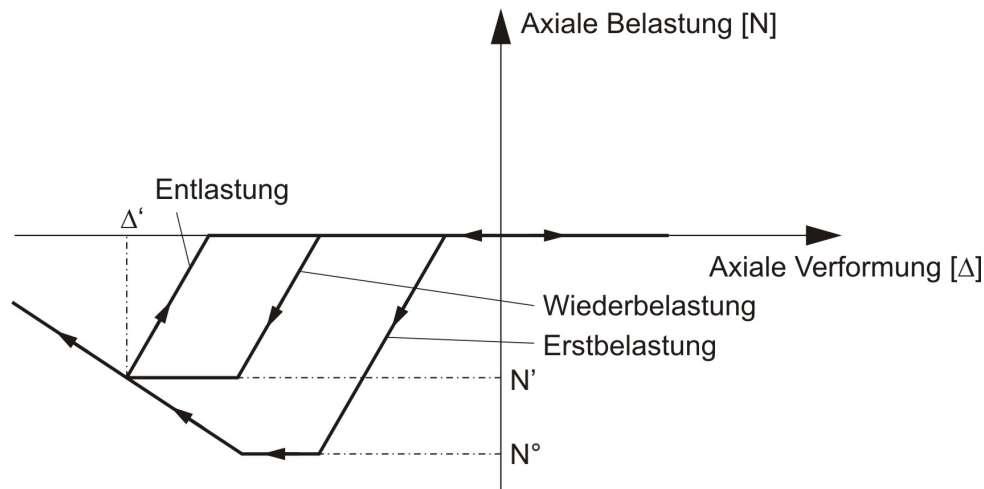


Abbildung 4.5: Hysteresemodell nach Doudoumis und Mitsopoulou [45]

Dolsek und Fajfar [44], [43] präsentierten ein Hysteresemodell, dessen Einhüllende durch einen dreiliniären Verlauf dargestellt wird. Für die Abbildung der hysteretischen Regeln bedienten sie sich drei unterschiedlicher Konzepte, die sich in ihrer Komplexität deutlich voneinander unterschieden. Die Kombination der einzelnen Konzepte mit der Einhüllenden ergab die drei in Abbildung 4.6 dargestellten Hystereseemodelle. Für die Definition der hysteretischen Eigenschaften bedienten sie sich der Ergebnisse eines pseudo-dynamisch getesteten dreistöckigen Gebäudes mit unregelmäßigem Grund- und Aufriss. Mit Hilfe einer verformungsgesteuerten Analyse wurde für jedes der drei Modelle die hysteretischen Eigenschaften derart bestimmt, dass damit die beste Übereinstimmung mit den experimentellen Resultaten erlangt wurde. Es hatte sich gezeigt, dass mit dem zweiten Konzept (Abbildung 4.6b), bei dem die Entlastungs- und Wiederbelastungssteifigkeit der elastischen Steifigkeit entspricht, die besten Ergebnisse erzielt werden konnten.

Eine etwas andere Methode zur Darstellung des hysteretischen Verhaltens präsentierte Chrysostomou [21], indem er zwei Gleichungen miteinander kombinierte (Abbildung 4.7). Mit der ersten Gleichung wird die Umhüllende definiert, während mit der zweiten Gleichung das hysteretische Verhalten abgebildet wird. Sechs Kontrollparameter, alle mit physikalischer Bedeutung, sind in diesen beiden Gleichungen enthalten, deren Werte aus experimentellen Daten entnommen werden können. Mit diesem Modell wird das Last-Verformungs-Verhalten einer zentralen Diagonalstrebe zuzüglich zweier paralleler Streben (siehe

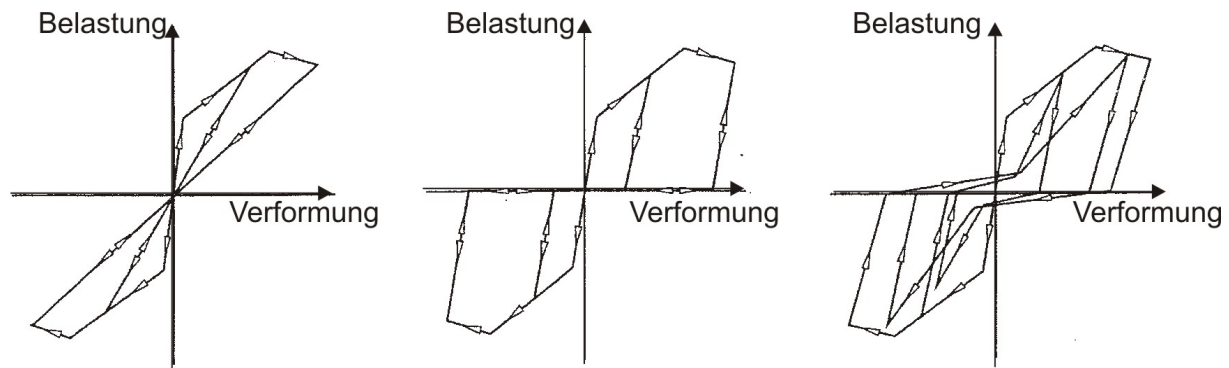


Abbildung 4.6: Hysterese Modelle nach Dolsek und Fajfar [44], [43]

Kapitel 4.4) beschrieben.

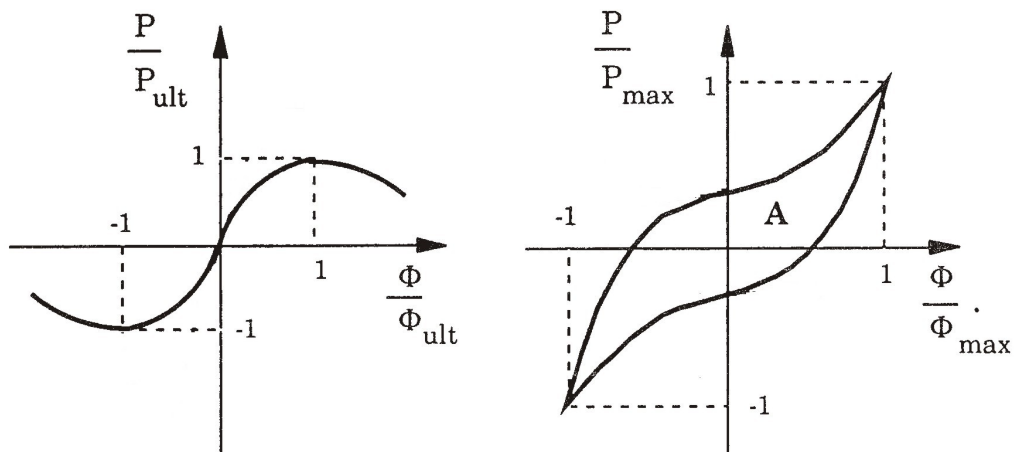


Abbildung 4.7: Hysterese Modell nach Chrysostomou

Reinhorn und Madan [120], [85] sowie ihre Mitautoren schlugen ein geglättetes Hysterese Modell für die Diagonalstrebe vor, welches eine Erweiterung des Bouc-Wen Modells (beschrieben u.a. in [120]) darstellt (Abbildung 4.8a). Sie führten einen Parameter η ein, womit die Steifigkeitsminderung ΔK infolge plastischer Auslenkungen über den Fließpunkt hinaus berücksichtigt werden kann.

$$\eta = 1,0 + s_k \cdot \left(\frac{\mu_{max} + \mu_i}{2} \right) \quad (4.39)$$

Mit dem Multiplikator s_k kann die Lage des Fließpunktes verändert und somit der Beginn der Steifigkeitsminderung bestimmt werden. μ_{max} und μ_i sind die maximal erreichte bzw. aktuelle Duktilität der Diagonalstrebe. Die

im inelastischen Bereich eintretende Festigkeitsreduzierung ΔV wird mit Hilfe eines akkumulierenden Schadensparameters DI modelliert. Die Festigkeit bei Fließbeginn V_y^0 wird entsprechend der Gleichung 4.40

$$V_y^k = V_y^0 \cdot (1 - DI) \quad (4.40)$$

zur reduzierten Festigkeit bei Fließbeginn V_y^k . DI hängt dabei von der maximal erreichten Duktilität sowie der gesamten dissipierten Energie ab (Abbildung 4.8b). Zuletzt wird von Reinhorn und Madan noch der Pinching-Effekt berücksichtigt, indem sie sich des Konzepts des „slip-lock“-Modells von Baber und Noori [8] annahmen (Abbildung 4.8c). Dieses Modell wird dem geglätteten Hysteresemodell in Reihe geschaltet, so dass sich die Gesamtduktilität μ durch die Summe der Duktilitäten aus dem Hysteresemodell μ_1 und dem „slip-lock“-Modell μ_2 ergibt.

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 \quad (4.41)$$

In Abbildung (4.9) ist das von Kappos und seinen Mitautoren [69] vorgeschlagene Hysteresemodell, welches auf Basis der Versuchsergebnisse von Valiasis und Stylianidis entwickelt wurde, zu sehen. Die Darstellung des Hysterese Modells erfolgte in Abhängigkeit der Schubbelastung τ zur Schubverformung γ der Mauerwerksausfachung. Insofern die hierfür notwendige Schubtragfähigkeit der Mauerwerksausfachung nicht direkt aus Versuchen ermittelt werden kann, subtrahierte Kappos die Schubtragfähigkeit des Rahmens, welche er aus vorherigen Versuchen bestimmte, von der Schubtragfähigkeit des Gesamtsystems. Die wesentlichsten Charakteristiken des hysteretischen Verhaltens, wie die Festigkeits- und Steifigkeitsminderung, der Pinching-Effekt und der Bewehrungsschlupf werden in diesem Modell berücksichtigt. Die Umhüllende bzw. Erstbelastungskurve wurde als dreilineare Kurve definiert. Der erste Abschnitt verläuft linear mit elastischer Steifigkeit bis zum Erreichen der Risslast τ_{cr} (vor-Riss-Bereich). Daran schließt sich ein weiterer linearer Abschnitt mit reduzierter Steifigkeit bis zur maximalen Last τ_y (nach-Riss-Bereich) an. Der letzte Abschnitt wird durch eine nichtlineare Abnahme (nach-Fließ-Bereich) der Kurve dargestellt. Für die Berücksichtigung des Pinching-Effektes wurden zwei horizontale Achsen eingeführt, deren Abstand zur x-Achse stark von der Vertikalbelastung abhängt. Bis zu diesen Linien verläuft die Entlastung, unabhängig von der zuvor entstandenen Auslenkung, mit der elastischen Steifigkeit und setzt sich anschließend in Richtung des Punktes T bzw. T' fort. Die daran anschließende Wiederbelastung ist bilinear. Der erste Teil der

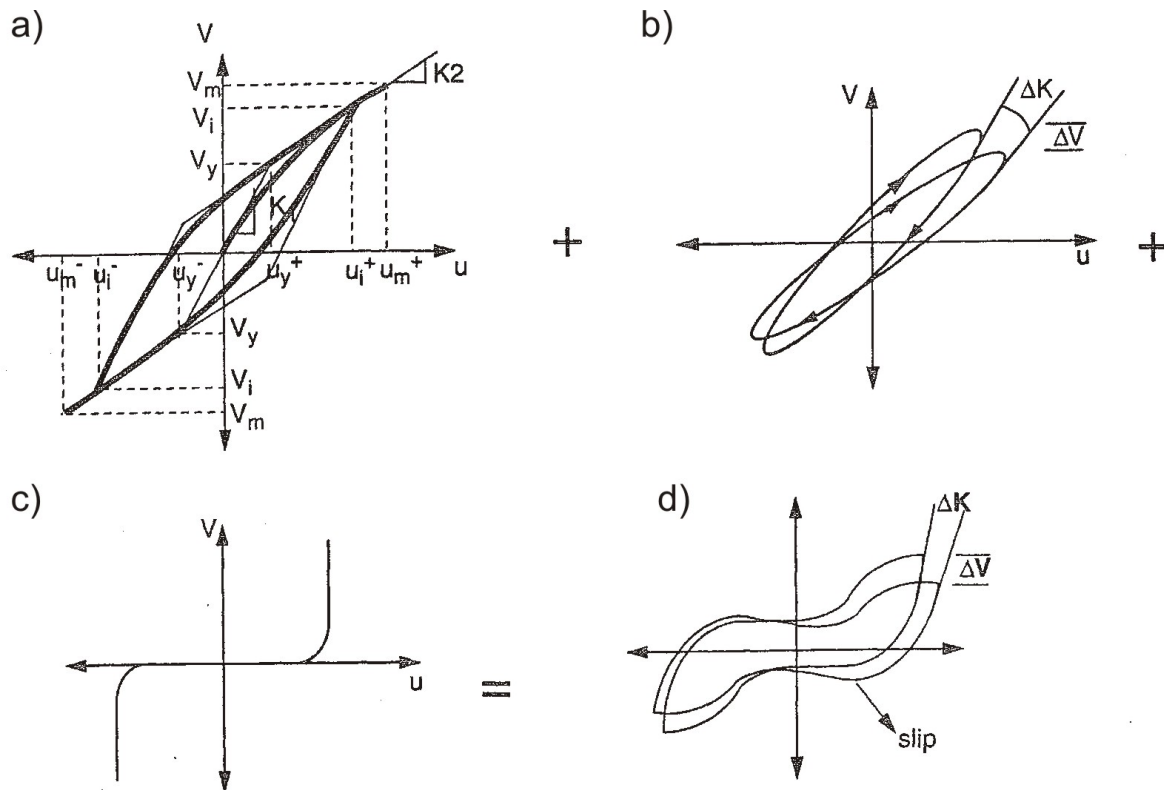


Abbildung 4.8: Erweiterung des Wen-Bouc Modells a) durch Berücksichtigung der Steifigkeits- und Festigkeitsminderung b) sowie des Pinching-Effekts c) zum Modell nach Reinhorn und Madan [120]

Wiederbelastungskurve verläuft um einen bestimmten Betrag horizontal ehe danach ein linearer Anstieg der Wiederbelastung folgt. Mit dem horizontalen Kurvenverlauf wird die Tatsache berücksichtigt, dass die Struktur direkt bei Wiederbelastungsbeginn noch nicht in der Lage ist ein Widerstand gegen eine seitliche Auslenkung aufzubauen, insofern die Risse in der Wand noch nicht komplett geschlossen sind. Der Betrag dieses horizontalen Wegs wird mit ansteigender Zyklenanzahl größer.

Crisafulli [23], [24] stellte ein weiteres Hysteresemodell für das zyklische axiale Druckerhalten der Mauerwerksausfachung vor. Dieses Modell besteht aus sechs hysteretischen Regeln, womit das Verhalten des Mauerwerks während der Erstbelastung, Entlastung und Wiederbelastung abgebildet werden kann. Dabei definiert sich die aktuelle Spannung immer in Abhängigkeit der aktuellen Dehnung sowie mehrerer Parameter hinsichtlich der vorangegangenen Spannungs-Dehnungs-Historie. Für die Darstellung der Erstbelastungskurve

des Mauerwerks bediente sich Crisafulli zweier Gleichungen. Bis zum Erreichen der maximalen Druckfestigkeit $\beta_{D,max}$ kam ein nichtlinearer Ausdruck von Sargin [124] zur Anwendung, der ursprünglich für Beton vorgeschlagen wurde. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kurve nach Überschreiten von $\beta_{D,max}$ wurde parabelförmig definiert. Wegen der ähnlichen Verläufe von Entlastungs- und Wiederbelastungskurve wandte Crisafulli einen so genannten „allgemeinen Ausdruck“ an, womit die Abbildung beider Kurven möglich war. Für die Anwendung dieses „allgemeinen Ausdruck“ bedarf es lediglich des so genannten Start- und Zielpunktes, sowie einiger Parameter hinsichtlich dieser beiden Punkte. In Abbildung (4.10) ist das Hysterese Modell von Crisafulli dargestellt. Vergleiche mit experimentellen Resultaten haben eine gute Übereinstimmung gezeigt und bekräftigen die Gültigkeit dieses Modells.

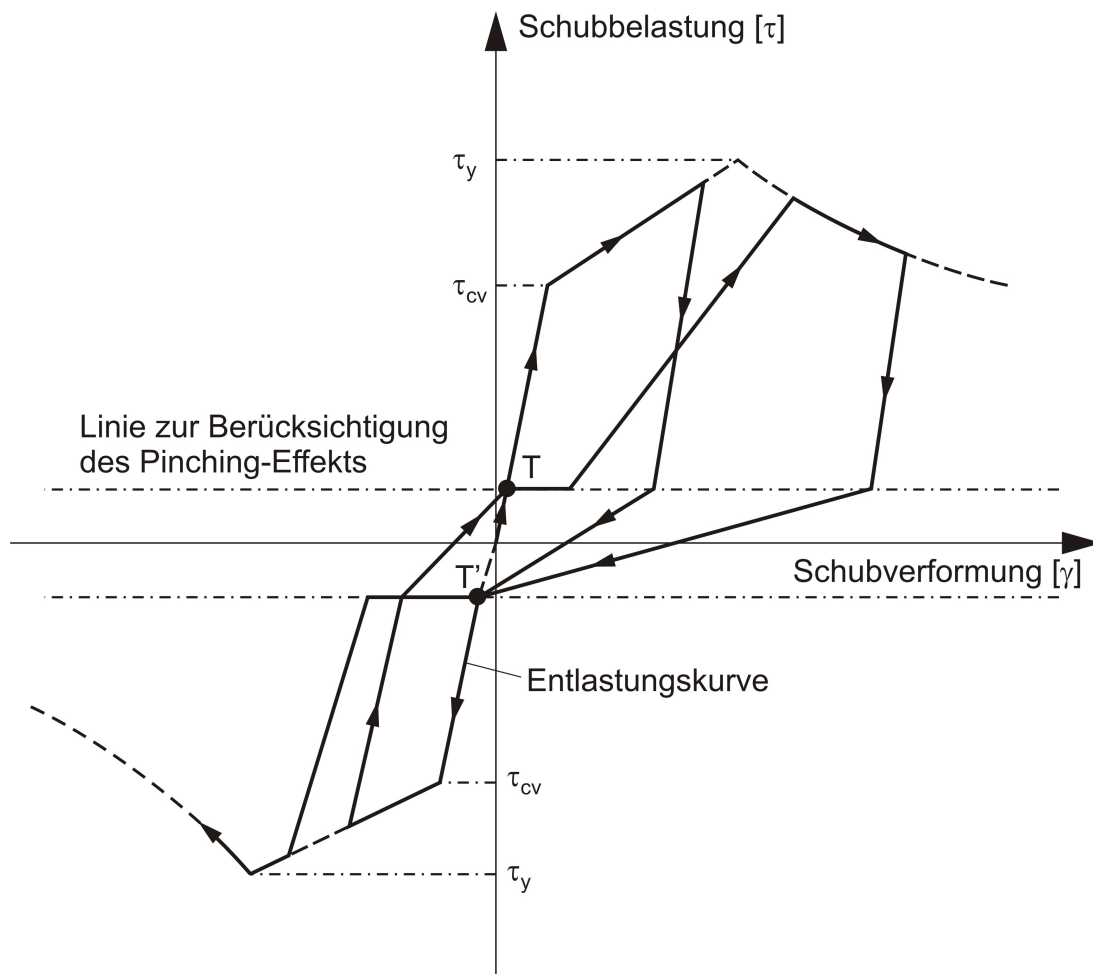


Abbildung 4.9: Hysterese Modell von Kappos et al. [68]

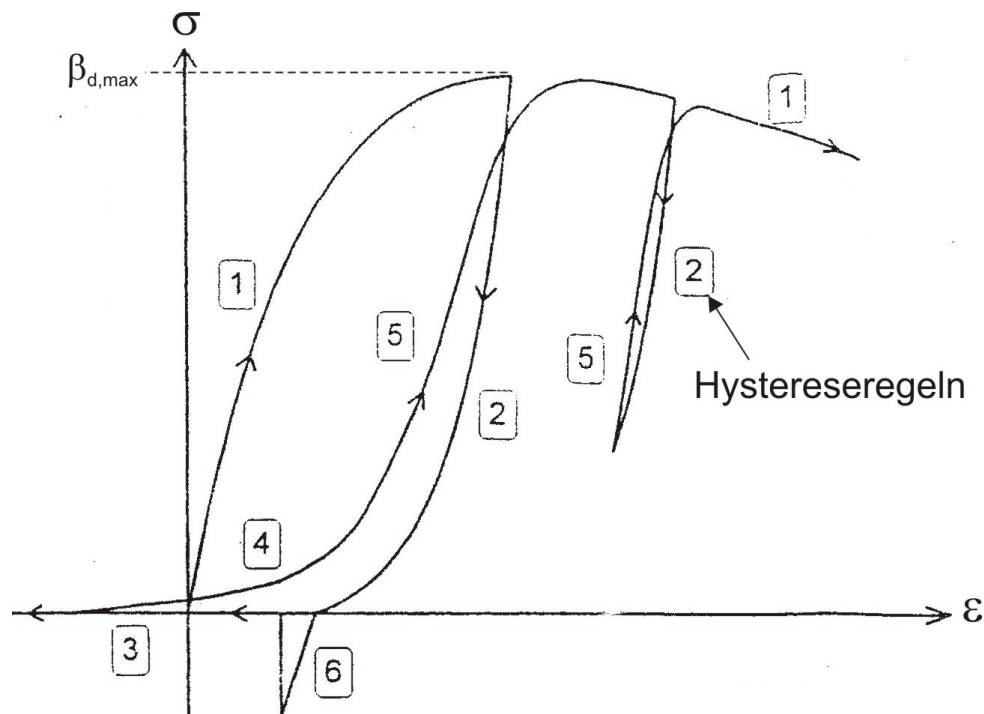


Abbildung 4.10: Hysterese Modell nach Crisafulli [23], [24]

4.4 Modifikationen zum Modell der äquivalenten diagonalen Strebe

Die Vorteile des diagonalen Strebenmodells im Vergleich zu den Mikro-Modellen sind signifikant. Insbesondere bei größeren Strukturen zeichnet sich ihre Effizienz auf Grund des reduzierten Modellierungsaufwandes sowie der kurzen Rechenzeiten aus. Viele Wissenschaftler zeigten sich dieser Vorteile überzeugt und nahmen sich dieser Methodik an. Heute ist das Modell der diagonalen Strebe ein akzeptiertes Werkzeug zur Beschreibung des Tragverhaltens mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen. Nichts desto trotz obliegen diesem Modell auch Nachteile. So ist es z.B. nicht möglich, lokale Effekte infolge der Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung zu beschreiben. Aus diesem Grund haben es sich verschiedene Wissenschaftler zur Aufgabe gemacht, diese Nachteile durch Modifikationen des diagonalen Strebenmodells zu beheben.

Syrmakezis und Vratsanou [148] ersetzen die eine Diagonalstrebe durch eine bestimmte Anzahl von n parallelen Streben (Abbildung 4.11). Der Abstand w_i der Streben zueinander ist konstant. Die Summe aller w_i ergibt die Druckstrebenbreite w . Die Ermittlung des Wertes n erfolgte derart, dass während einer

Analyse entsprechend der Reihe $n=1,3,5\dots$ sukzessiv Streben zugefügt wurden. Dies erfolgte solange, bis die äußerste Strebe keinen Druck mehr erfährt. Die dabei ermittelte Kontaktlänge zwischen Rahmen und Ausfachung berechnet sich mit Hilfe der Gleichung 4.42.

$$p = \frac{n \cdot w_i}{h \cdot \theta} \quad (4.42)$$

Hierbei entspricht h der Stützhöhe bis zur Mittellinie des Riegels und θ dem Winkel zwischen der Horizontalen und Ausfachungsdiagonalen.

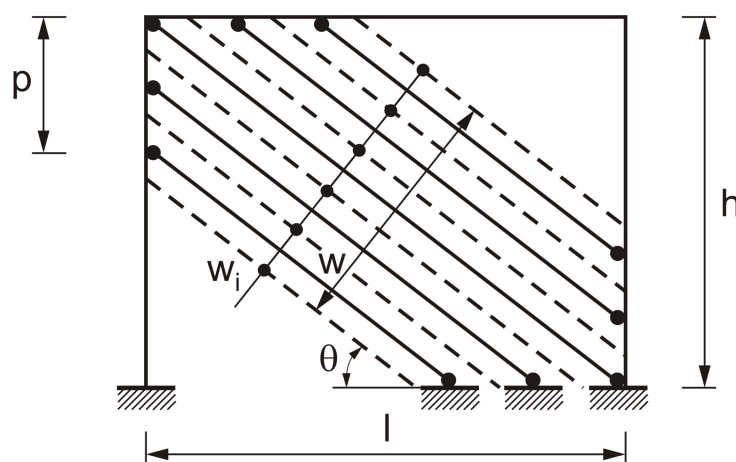


Abbildung 4.11: Multistreben-Modell nach Syrmakezis [148]

Einen etwas anderen Ansatz verfolgte El-Dakhkhni [48]. Wird eine reine Mauerwerkswand diagonal belastet, erfolgt in der Regel ein plötzliches Versagen in Form eines getreppten Risses entlang der Lastdiagonalen. Ist jedoch ein Rahmen vorhanden, wird die Wand, sobald dieser getreppte Riss eintritt, über die Kontaktlänge gestützt, wodurch ein Versagen verhindert und eine zusätzliche Lastaufnahme ermöglicht wird. Dieses veränderte Tragverhalten lässt sich durch zwei diagonale Bereiche in der Ausfachung darstellen (Abbildung 4.12a). Insofern dieses Tragverhalten mit einer diagonalen Strebe nicht möglich ist, führte El-Dakhkhni zwei zusätzliche Streben ein, deren Positionen durch die Kontaktlänge definiert sind und die besagten diagonalen Bereich umschließen. Dabei wird die Querschnittsfläche der Druckstrebe A_d zur einen Hälfte der diagonalen Strebe zugewiesen und zur anderen Hälfte auf die äußeren zusätzlichen Streben verteilt (Abbildung 4.12b).

Das Modell von Žarnič und Tomažević [161] stützt sich auf die Auswertung einer Reihe von Versuchen an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen.

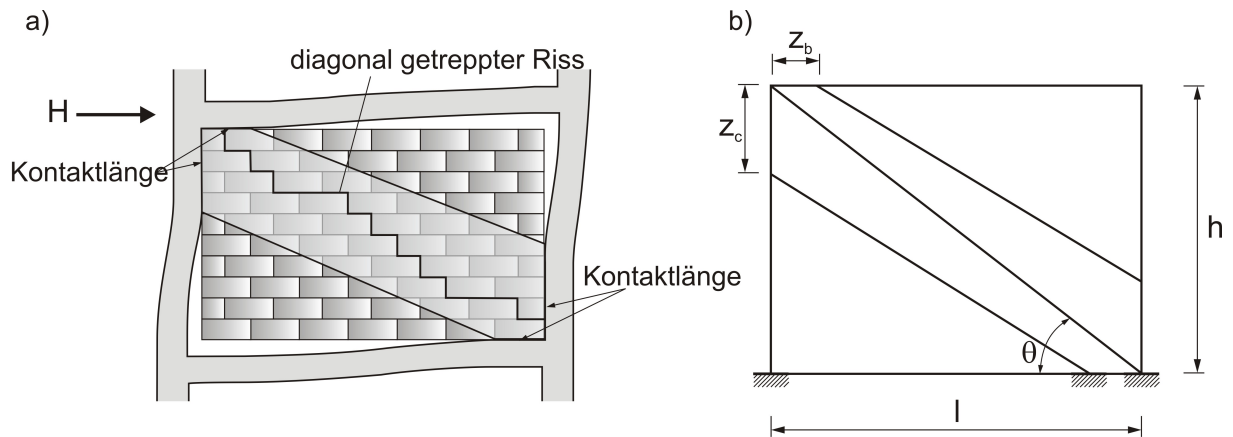


Abbildung 4.12: Drei-Streben-Modell nach El-Dakhkhni [48]

Sie haben erkannt, dass der Schaden in der oberen Region der Ausfachung nicht direkt in der belasteten Ecke, sondern etwas unterhalb davon konzentriert ist. Die hier entstandenen Risse verlaufen dann bis in die rechte untere Ecke, weshalb Žarnič und Tomažević die äquivalente diagonale Strebe entsprechend der Abbildung (4.13) anordneten. Die Art dieses eher ungewöhnlichen Schadens im Vergleich zu denen die sonst in Labortests zu beobachten sind, ist möglicherweise auf die Anordnung der horizontalen und vertikalen Lasteinleitungsgeräte zurück zu führen. Dieses Modell ist deshalb insbesondere für Strukturen anwendbar, deren Versagen durch einen Schubbruch im oberen Bereich der belasteten Stütze statt findet.

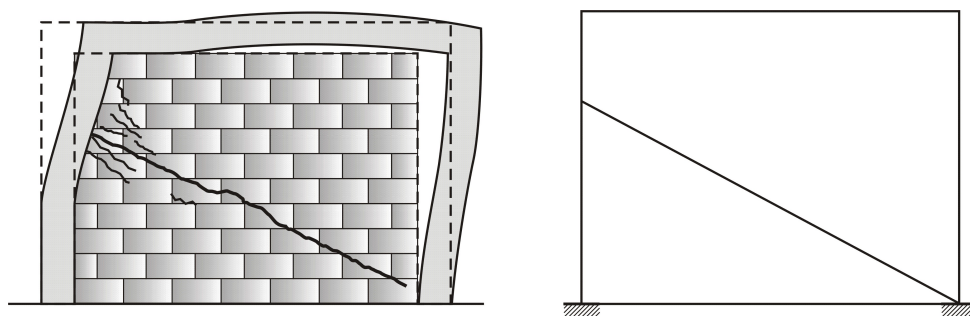


Abbildung 4.13: Strebenmodell nach Žarnič und Tomažević [161]

Chrysostomou und Gergely [21], [60] ersetzen die Mauerwerksausfachung durch drei parallele Streben, wobei die Position der mittleren Strebe durch die obere und die diagonal gegenüberliegende untere Ecke definiert ist (Abbildung 4.14). Mit einem bestimmten Abstand zur mittleren Strebe sind die beiden äußeren Streben angeordnet. Der Abstand wird dabei durch den Parameter α festgelegt. Mit diesem Modell ist es möglich, das Verhalten der Struktur nach

dem Druckversagen der Ausfachungsecke abzubilden, indem die beiden äußeren Streben die weitere Belastung aufnehmen, direkt in die Rahmenbauteile ableiten und dadurch die Bildung von Fließgelenken ermöglicht wird.

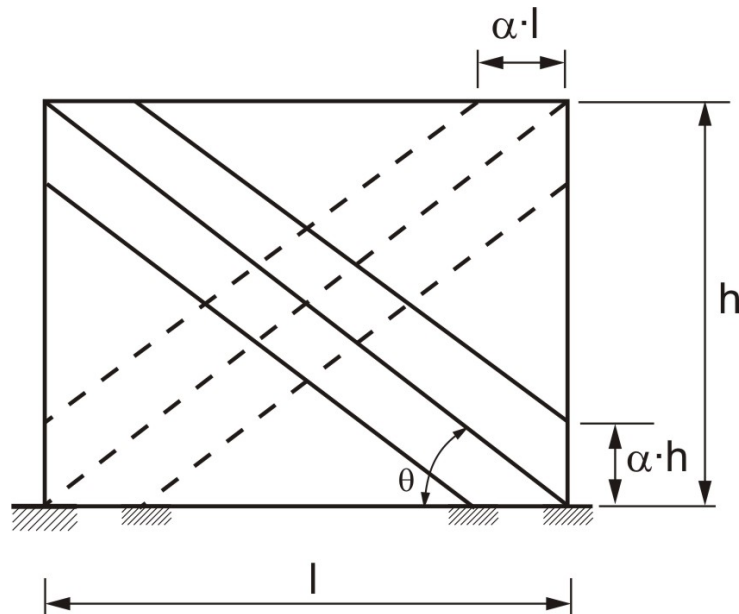


Abbildung 4.14: Multistrebenmodell nach Chrysostomou und Gergely [21], [60]

Crisafulli [23], [24] präsentierte 1997 ein Makro-Element mit dem es möglich ist, sowohl das Druckverhalten als auch das Schubverhalten der Mauerwerksausfachung darzustellen. Hierfür ersetzte er die äquivalente diagonale Druckstrebe durch zwei Streben in Kombination mit einer Schubfeder (Abbildung 4.15). Die Stellen, an der die Streben und somit auch die Schubfeder mit dem Rahmen verbunden sind, wird über h_z definiert. Bei einem Schubversagen der Ausfachung durch Bildung eines getreppten Risses entlang der Mörtelfugen kann h_z Werte zwischen einem Drittel und der Hälfte der Kontaktlänge z annehmen. Im Fall eines nahezu horizontalen Schubrisses wird für h_z die Hälfte der Ausfachungshöhe h_m angesetzt.

Jedes der in diesem Kapitel vorgeschlagenen Modelle zeichnet sich im Vergleich zum äquivalenten diagonalen Strebenmodell dadurch aus, dass zusätzliche Effekte berücksichtigt werden können. Um dies zu realisieren wurden zusätzliche Strukturelemente eingeführt, die einerseits zum erwünschten Ziel führen, andererseits aber auch eine erhebliche Erhöhung des numerischen Aufwands verursachen. Der Vorteil der Effizienz des äquivalenten Strebenmodells rückt somit deutlich in den Hintergrund, weshalb auch heute noch das

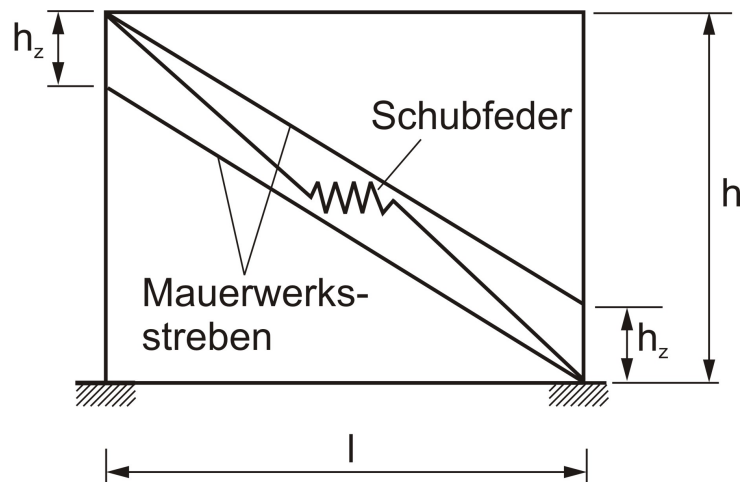


Abbildung 4.15: Multistrebenmodell nach Crisafulli [23], [24] zur Abbildung des Druck- und Schubverhaltens der Mauerwerksausfachung

einfach Modell einer diagonalen Druckstrebe ein weit verbreitetes Verfahren ist.

5 Vorgeschlagenes Modell für Stahlbetonrahmenbauteile

5.1 Einleitung

Werden Rahmentragwerke großen zyklischen Belastungen ausgesetzt kann es passieren, dass in kritischen Bereichen der Riegel oder der Stützen die Momentenbelastung die Riss-, Fließ- oder Bruchmomente übersteigt. Tritt solch ein Zustand ein, ist das globale Tragverhalten dieser Strukturen meistens durch ein deutlich nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten geprägt. In der Regel befinden sich diese kritischen Bereiche an den Enden der Bauteile. Wird die numerische Berechnung eines Stahlbetonrahmens gefordert, finden sich in der Literatur viele Ansätze. Im Grunde unterteilen sich alle Ansätze jedoch in zwei Gruppen. Und zwar in die Gruppe der Mikromodellierung und in die Gruppe der Makro-Elemente. Insofern in dieser Arbeit eine Methodik präsentiert werden soll, womit das nichtlineare Verhalten nicht nur einzelner Stahlbetonrahmen sondern auch kompletter Bauwerke in kurzer Zeit möglich ist, liegen die Vorteile bei den Makro-Elementen auf der Hand. Im Vergleich zu den Mikromodellen ist sowohl der Modellierungsaufwand als auch der Rechenzeitaufwand erheblich geringer. Selbst die neueste Rechnergeneration stößt an ihre Grenzen, wenn mit der klassischen FE-Methode mehrstöckige Bauwerke nichtlinear berechnet werden sollen.

Aber nicht nur der Faktor Zeit ist hier ausschlaggebend für die Wahl der Methode der Makro-Elemente. Einer der wesentlichsten Nachteile bei der Mikromodellierung liegt darin, dass zur Abbildung des hysteretischen Verhaltens der Gesamtstruktur, das hysteretische Verhalten lokaler bzw. kritischer Bereiche erforderlich ist, wie z.B. das der Riegel-Stützen-Verbindung. Abhängig von der geometrischen Ausführung des Tragsystems, der Art der Belastung der Struktur oder der verwendeten Materialien, ergeben sich teilweise erhebliche Unterschiede beim hysteretischen Tragverhalten dieser kritischen Bereiche. Die Schwierigkeit besteht nun darin, akkurate Modelle zu entwickeln, welche die Abbildung des hysteretischen Verhaltens unter Berücksichtigung sämtlicher

möglicher Randbedingungen erlauben. Das kann jedoch nur dann realisiert werden, sofern in diesen Modellen lokale Phänomene wie das nichtlineare Verhalten des Bewehrungsstahls, das zyklische Verhalten des Betons mit Rissbildung, das Abplatzen des Betons, das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton, um nur einige zu nennen, implementiert sind. Der große Nachteil liegt allerdings darin, dass diese Phänomene zum einen sehr schwer erfassbar sind und zum anderen schon kleine Änderungen oder Fehler bei der Ermittlung dieser Phänomene einen erheblichen Einfluss auf das Gesamttragverhalten haben und somit schnell zu fehlerhaften und ungenauen Ergebnissen führen kann. Des Weiteren muss hier erwähnt werden, dass mit ansteigender Feinheit und folglich mit größer werdender Anzahl an Elementen die numerische Stabilität, wie sie bei der vorliegenden Arbeit zwingend gefordert wird, deutlich beeinträchtigt wird. Insofern solch ein Grad an Feinheit für das Tragverhalten ganzer Stahlbetonrahmen geschweige denn ganzer Gebäudestrukturen unnötig ist, hat man sich in dieser Arbeit auf die Anwendung der Makro-Modellen konzentriert.

Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit ein Makro-Element präsentiert, womit das nichtlineare Last-Verformungs-Verhalten von Rahmenriegel und Rahmenstützen berechnet werden kann. Eines der wesentlichsten Augenmerkmale bei der Programmierung des Makro-Elements bestand darin, einen Konsens zwischen möglichst einfacher Anwendung und bestmöglicher Repräsentation des nichtlinearen Verhaltens der Tragelemente zu finden.

Nachdem in den vorherigen Kapiteln die unterschiedlichen Formen der Makro-Elemente sowie deren Vor- und Nachteile dargelegt wurden, wird im Folgenden ein Makro-Element, im weiteren Verlauf Stabelement genannt, vorgestellt, das auf dem Grundprinzip des Ein-Komponenten-Modells nach Giberson [62] basiert und entsprechend der Methodik von Filippou [53] aufgebaut wird. Dieses Stabelement besteht aus einem zentralen elastischen Stab, einem plastischen Gelenkelement und einem Rissöffnungselement (Abbildung 5.1). Das Tragverhalten der drei Teilelemente wird über Flexibilitätsmatrizen beschrieben. Eine Addition der drei Flexibilitätsmatrizen führt schließlich auf die Gesamtflexibilitätsmatrix und folglich zum Gesamttragverhalten des Stabelements. Eine ausführliche Darstellung der drei Teilelemente sowie die Ermittlung der Flexibilitätsmatrizen erfolgt in den folgenden Kapiteln.

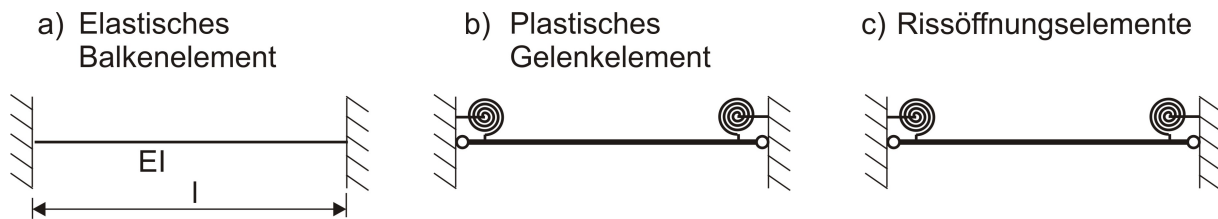


Abbildung 5.1: Aufteilung des Stabelements in seine drei Teilelemente

5.2 Das plastische Gelenkelement

Das plastische Gelenkelement berücksichtigt die inelastischen Verformungen des Rahmenbauteils nachdem das Rissmoment M_{cr} überschritten ist. Es wird dabei angenommen, dass alle inelastischen Verformungen am Ende des Bauteils konzentriert sind, weshalb an den beiden Stabenden Rotationsfedern angeordnet sind. Der Stab, welcher die beiden Federn miteinander verbindet ist unendlich steif und an beiden Enden gelenkig gelagert (Abbildung 5.1). Dies hat zur Folge, dass die beiden Federn voneinander entkoppelt sind. Eine Aktion der einen Feder führt somit zu keiner Reaktion der gegenüberliegenden Feder. Die Flexibilitätsmatrix des plastischen Gelenkelements lautet dadurch wie folgt.

$$[F]_{pl} = \begin{bmatrix} f_i & 0 \\ 0 & f_j \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

Hierbei entsprechen f_i und f_j den Flexibilitätskoeffizienten an den Stabenden i bzw. j , womit das nichtlineare Verhalten des plastischen Gelenkelements entsprechend eines bestimmten Belastungsfalls definiert werden kann. Für gewöhnlich wird die Steifigkeit der beiden Rotationsfedern k_r in Abhängigkeit der elastischen Steifigkeit k_0 gesetzt (Gleichung 5.2).

$$k_r = k_0 \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{4 \cdot EI}{\gamma \cdot l} \quad (5.2)$$

Damit lässt sich die Flexibilitätsmatrix wie folgt umschreiben, wobei $\gamma_{pl,i}$ und $\gamma_{pl,j}$ die Flexibilitätsparameter sind, über welche das nichtlineare Verhalten der Rotationsfedern definiert wird.

$$[F]_{pl} = \begin{bmatrix} \gamma_{pl,i} \cdot \frac{l}{4 \cdot EI} & 0 \\ 0 & \gamma_{pl,j} \cdot \frac{l}{4 \cdot EI} \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Für die Ermittlung der Parameter γ bedarf es der dreilinearen Momenten-Rotations-Beziehung des zu Grunde gelegten Bauteils sowie der hysteretischen Regeln, die in Kapitel 5.3 beschrieben werden. In Abbildung 5.2 ist die Interaktion des elastischen Balkenelements mit dem plastischen Gelenkelement für den Fall der Erstbelastung abgebildet. Es ist deutlich zu erkennen, dass das plastische Gelenkelement (Abbildung 5.2b) erst mit Überschreiten des Rissmomentes M_{cr} aktiv wird. Die Überlagerung der Antworten beider Elemente führt letztlich zur Momenten-Rotations-Beziehung des Bauteils (Abbildung 5.2c).

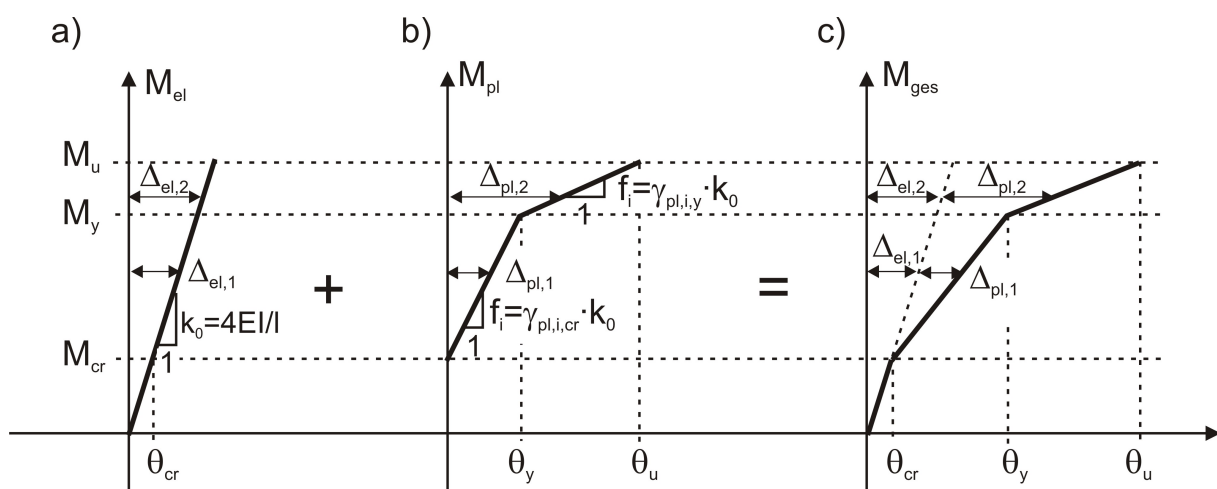


Abbildung 5.2: Interaktion des elastischen Balkenelements mit dem plastischen Gelenkelement

Für die Ermittlung der dreilinearen Momenten-Rotations-Beziehung, bzw. der Punkte (M_{cr}, θ_{cr}) , womit der Zeitpunkt des Rissbeginns definiert ist, (M_y, θ_y) und (M_u, θ_u) , die den Beginn des Stahlfließens bzw. den Versagenszeitpunkt repräsentieren, bedarf es der Momenten-Krümmungs-Beziehung des zu Grunde gelegten Rahmenbauteils. Für deren Ermittlung ging man von der vereinfachten Annahme einer über die gesamte Elementlänge l antisymmetrischen Momentenverteilung aus, d.h. der Momentennullpunkt liegt in Elementmitte (Abbildung 5.3a).

Der Vorteil einer antisymmetrischen Momentenverteilung liegt darin, dass der Momentenverlauf des halben Bauteils äquivalent der Momentenverteilung eines Kragarms mit vertikaler Last P am abliegenden Ende ist (Abbildung 5.3b). Somit kann das Rahmenbauteil durch eine Kombination aus zwei Kragarmen idealisiert werden, anhand derer die Momenten-Rotations-Beziehung des zu Grunde gelegten Bauteils ermittelt wird. Hierfür bedarf es zuvor der Momenten-

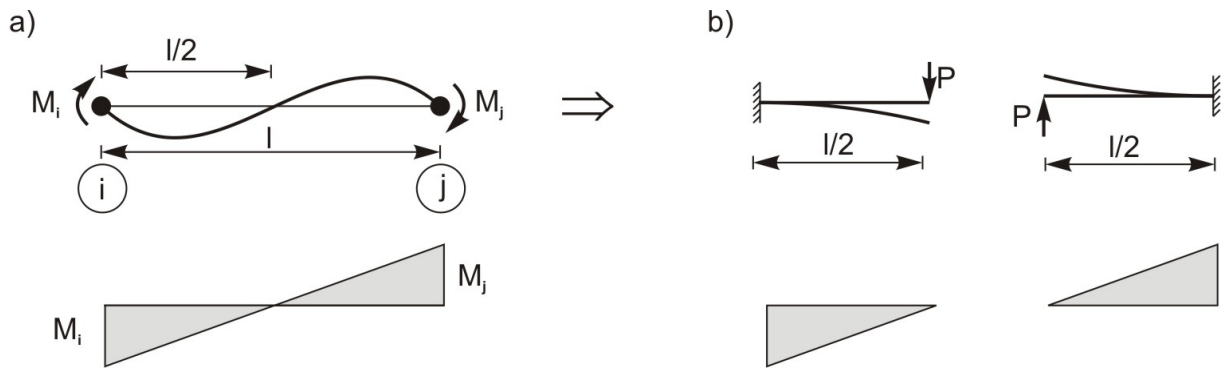


Abbildung 5.3: Vereinfachte Annahme eines antimetrischen Momentenverlaufs über die Länge des Rahmenbauteils

Krümmungs-Beziehung, die durch einen polygonartigen Linienzug angenähert wird. Die Knickpunkte dieser polygonalen Approximation entsprechen des Riss-, Fließ und Bruchzustandes (Abbildung 5.4).

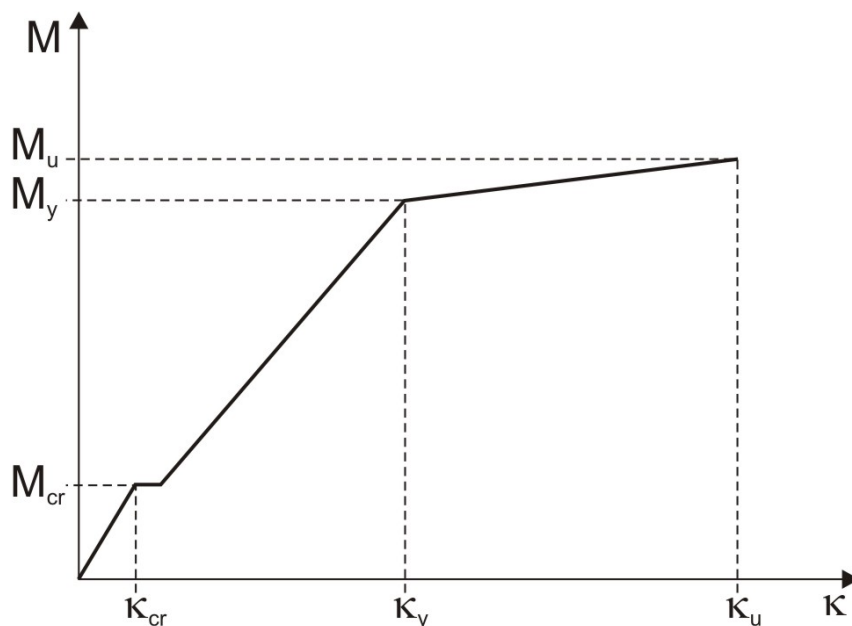


Abbildung 5.4: Polygonale Approximation des Momenten-Krümmungs-Verlaufs

Für die Ermittlung der drei Zustände wird jeweils die Dehnung eines bestimmten Querschnittspunktes als bekannt vorausgesetzt. So wird der Risszustand durch den Zeitpunkt definiert, bei dem der Beton reißt, d.h. die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ des Betons am Querschnittsrand überschritten wird. Unter Ansatz des ideellen Querschnitts A_i und des ideellen Flächenträgheitsmoments I_i

ergibt sich das Rissmoment M_{cr} wie folgt.

$$M_{cr} = \left(f_{ct,fl} - \frac{N}{A_i} \right) \cdot \frac{I_i}{z} \quad (5.4)$$

Mit N wird die einwirkende Normalkraft und mit z der Abstand zwischen Schwereachse und äußerem Zugrand des Querschnitts berücksichtigt. Die dazugehörige Risskrümmung κ_{cr} definiert sich über das Verhältnis von Rissmoment M_{cr} zur elastischen Biegesteifigkeit EI .

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI} \quad (5.5)$$

Die Ermittlung der anderen beiden Zustände erfolgt auf iterativem Weg. Unter der Bedingung, dass im gezogenen Bewehrungsstahl gerade die Fließdehnung ε_y erreicht wird, kann durch eine Gleichgewichtsbetrachtung die Betonstauchung und die Stahldehnung in der Druckzone durch eine Versuch-und-Fehler-Prozedur bestimmt und schließlich das Fließmoment M_y definiert werden. Für die Ermittlung des Bruchmomentes M_u geht man davon aus, dass in der Druckzone des Querschnitts gerade die Bruchdehnung des Betons ε_{cu} erreicht ist. In diesem Fall werden die Dehnungen im Bewehrungsstahl in der oberen und unteren Lage iterativ bestimmt. In Abbildung 5.5 sind die Materialgesetze für den Beton und den Bewehrungsstahl dargestellt, wie sie der Ermittlung der Momenten-Krümmungs-Beziehung zu Grunde lagen. Es wird angenommen, dass der Querschnitt auch nach dem Risseintritt eben bleibt und das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons näherungsweise durch das Parabel-Rechteck-Diagramm beschrieben werden kann, wie es König und seine Mitautoren [78] für ihre Studie zum nichtlinearen Last-Verformungsverhalten von Stahlbeton zu Grund gelegt hatten. König und seine Mitautoren [78] haben in ihrer Studie anhand des Parabel-Rechteck-Diagramms sowie anhand des genaueren Materialgesetzes nach Litzner [83], welches u.a. in der DIN 1045-1 [30] verankert ist, Druckkräfte und zugehörige Krümmungen in Abhängigkeit der Randstauchung berechnet. Die Ergebnisse verglichen sie mit experimentellen Daten, woran sie zeigen konnten, dass mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm die Krümmungen sehr gut abgebildet werden können. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bewehrungsstahls wird durch eine bilineare Funktion dargestellt. Dabei wird die Streckgrenze zu $f_y = 500 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Die Zugfestigkeit definiert sich, unter Berücksichtigung einer normalen Duktilität, zum 1,05-fachen der Streckgrenze zu $f_t = 525 \text{ MN/m}^2$. Für den E-Modul E_{st} des Bewehrungsstahls wird ein Wert von 200000 MN/m^2 zu

Grunde gelegt.

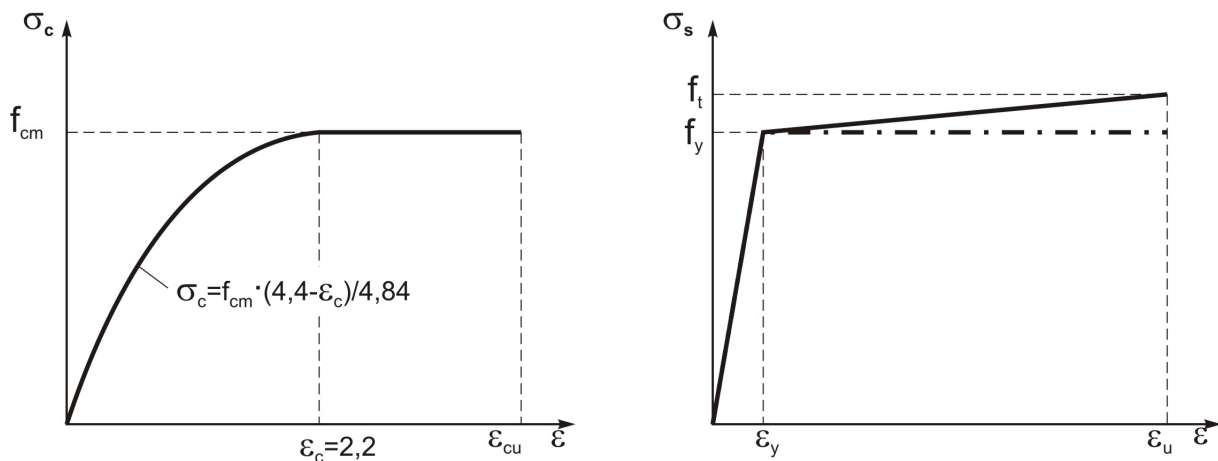


Abbildung 5.5: Verwendete Materialgesetze für Beton und Bewehrungsstahl

Wird das Bauteil durch eine Druckkraft belastet, hat dies einen erheblichen Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten, weshalb dieser Einfluss bei der Ermittlung der Momenten-Krümmungs-Beziehung der Stützen berücksichtigt wurde. Hinsichtlich der Normalkraft-Momenten-Interaktion wird bei Normalkraftbeanspruchungen, die oberhalb von N_{bal} „balance-point“ liegen ein Versagen in der Betondruckzone durch Überschreiten der Betondruckstauchung eintreten, ehe der Bewehrungsstahl ins Fließen gerät. Filippou [52] berichtet in seiner Arbeit, dass bei Gebäuden mittlerer Höhe die Querschnittsbemessung von Stützen unter Betrachtung der Auslenkungen erfolgt. Die Normalkraftbeanspruchung wird hier nicht maßgebend, insofern diese nur ein Bruchteil der Normalkraft N_{bal} darstellt. In der vorliegenden Arbeit wird angenommen, dass während einer statischen oder zyklischen Belastung eines Bauwerks die Normalkräfte in den Stützen unterhalb von N_{bal} liegen und somit immer das Stahlfließen vor dem Druckversagen des Betons eintritt. Des Weiteren werden die axialen Belastungen auf den Stützen während einer zyklischen Beanspruchung als konstant angesetzt. Kaba und Mahin [68] haben in Ihrer Studie gezeigt, dass trotz der auftretenden Lastwechsel in der Normalkraft die Annahme einer konstanten axialen Belastung das globale Verhalten des Tragwerks nur sehr gering beeinflusst. Keshavarzian [72] und Filippou [52] hatten in Ihren Studien gezeigt, dass mit dieser Annahme sehr gute Ergebnisse erzielt werden können.

Der Übergang von der Momenten-Krümmungs-Beziehung auf die Momenten-Rotations-Beziehung erfolgt anschließend am System des Kragarms. Die Last

P wird solange erhöht bis sich an der Einspannung nacheinander die drei Zustände Riss-, Fließ- und Bruchzustand einstellen. Der Momenten- und Krümmungs-Verlauf entsprechend der jeweiligen Zustände kann Abbildung 5.6 entnommen werden. Durch Integration der Krümmungen über die Kragarmlänge (Gleichung 5.6) berechnet sich schließlich die Riss- θ_{cr} , Fließ- θ_y und Bruchrotation θ_u entsprechend der nachfolgenden Gleichungen.

$$\theta = \int_0^{l/2} \kappa \cdot dx \quad (5.6)$$

$$\theta_{cr} = \frac{1}{4} \cdot \kappa_{cr} \cdot l \quad (5.7)$$

$$\theta_y = \frac{1}{4} \cdot l \cdot \left[\kappa_{cr} + \kappa_y \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right)^2 \right) \right] \quad (5.8)$$

$$\theta_u = \frac{1}{4} \cdot l \cdot \left[\kappa_{cr} \cdot \frac{M_{cr}}{M_y} + \kappa_y \cdot \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_y} \right) + \kappa_u \cdot \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) \right] \quad (5.9)$$

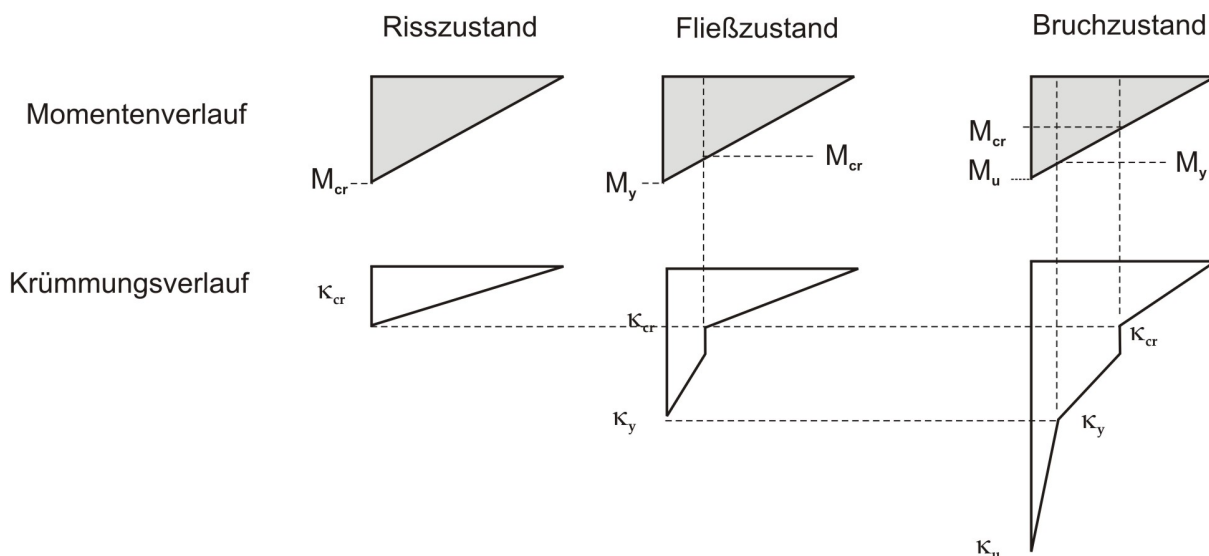


Abbildung 5.6: Momenten- und Krümmungsverlauf über die Kragarmlänge für die drei Zustände, Riss-, Fließ- und Bruchzustand

Mit Hilfe der berechneten Momenten-Rotations-Beziehung können schließlich die Flexibilitätskoeffizienten f_i und f_j ermittelt werden. Wie in Abbildung

5.2 zu sehen ist, werden die Flexibilitätskoeffizienten als Funktion der Anfangssteifigkeit k_0 angegeben, so dass letztlich mit dem Parameter γ das Verhalten des plastischen Gelenkelements definiert wird. Für die Erstbelastung ergeben sich die Parameter $\gamma_{pl,i,cr}$ und $\gamma_{pl,i,y}$ wie folgt.

$$\gamma_{pl,i,cr} = \frac{\theta_{cr} \cdot (M_y - M_{cr})}{M_{cr} \cdot \theta_y - M_y \cdot \theta_{cr}} \quad (5.10)$$

$$\gamma_{pl,i,y} = \frac{\theta_{cr} \cdot (M_u - M_y)}{M_{cr} \cdot (\theta_u - \theta_u) + (M_y - M_u) \cdot \theta_{cr}} \quad (5.11)$$

Für die Ermittlung der Parameter γ bei Ent- und Wiederbelastung bedarf es des hysteretischen Verhaltens der Gesamtstruktur, welches in Kapitel 5.3 beschrieben wird. Die Ermittlung der γ -Werte erfolgt schließlich nach dem gleichen Prinzip wie es bei der Erstbelastung durchgeführt wurde, wonach die Antwort der Gesamtstruktur die Überlagerung der Antworten des elastischen Balkenelements mit dem plastischen Gelenkelement ist.

5.3 Abbilden der Hystereseregeln

In den letzten Jahrzehnten sind einige Hysteresemodelle vorgestellt worden, womit das zyklische Verhalten von Stahlbeton nachgebildet werden kann. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Modellen sind dabei teilweise sehr erheblich. Insbesondere in der Berücksichtigung bzw. Nichtberücksichtigung mehr oder weniger oft beobachteter hysteretischer Charakteristiken wie der Pinching-Effekt oder die Minderung der Steifigkeit und Festigkeit, differenzieren sich die Modelle stark. Werden diese Charakteren berücksichtigt führt dies meistens zu sehr komplizierten Hysteresemodellen, wodurch deren Anwendung infolge zusätzlicher erforderlicher Parameter stark eingeschränkt wird (Wenk [154], Saiidi [123]). Bei Nichtberücksichtigung wird möglicherweise das reale hysteretische Verhalten nicht korrekt dargestellt, was u.a. zur Überbewertung der Festigkeit, der plastischen Dehnungen und damit der Energiedissipation führen kann (Hohlsiepe [66]). Aber auch bei den grundlegendsten Annahmen, wie die der zu Grunde gelegten Kurvenverläufe bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung finden sich deutliche Unterschiede. Während z.B. bei einigen Modellen eine bilineare Erstbelastungskurve angesetzt wird (Banon [11], Coelho [22]), verwenden andere Modelle hingegen eine trilineare Erstbelastungskurve (Takeda [150]).

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Hysteresemodell gewählt, welches einer Modifikation des Takeda-Modells entspricht. Das Ziel bei der Definition der Hysterese Regeln bestand darin, ein Hysterese Modell zu erstellen, welches einerseits in seiner Anwendung sehr einfach ist, andererseits aber notwendige Charakteren wie die Steifigkeitsminderung berücksichtigt. Das den Stabelementen zu Grunde gelegte Hysterese Modell ist in Abbildung 5.7 dargestellt. Wie bereits im vorherigen Kapitel erwähnt, wird eine trilineare Erstbelastungskurve angesetzt. Die Steigung der linearen Abschnitte wird durch die Lage des Risspunktes (M_{cr}, θ_{cr}), des Fließpunktes (M_y, θ_y) sowie des Bruchpunktes (M_u, θ_u) definiert. Die Werte für das Fließmoment sowie für das Bruchmoment können für positive und negative Momentenbelastung im Betrag verschieden sein, wie dies für Stahlbetonriegel typisch ist, deren Bewehrungsgehalt in oberer und unterer Lage unterschiedlich ist. Insgesamt ergeben sich für das Hysterese Modell sieben Regeln, die im Folgenden erklärt werden.

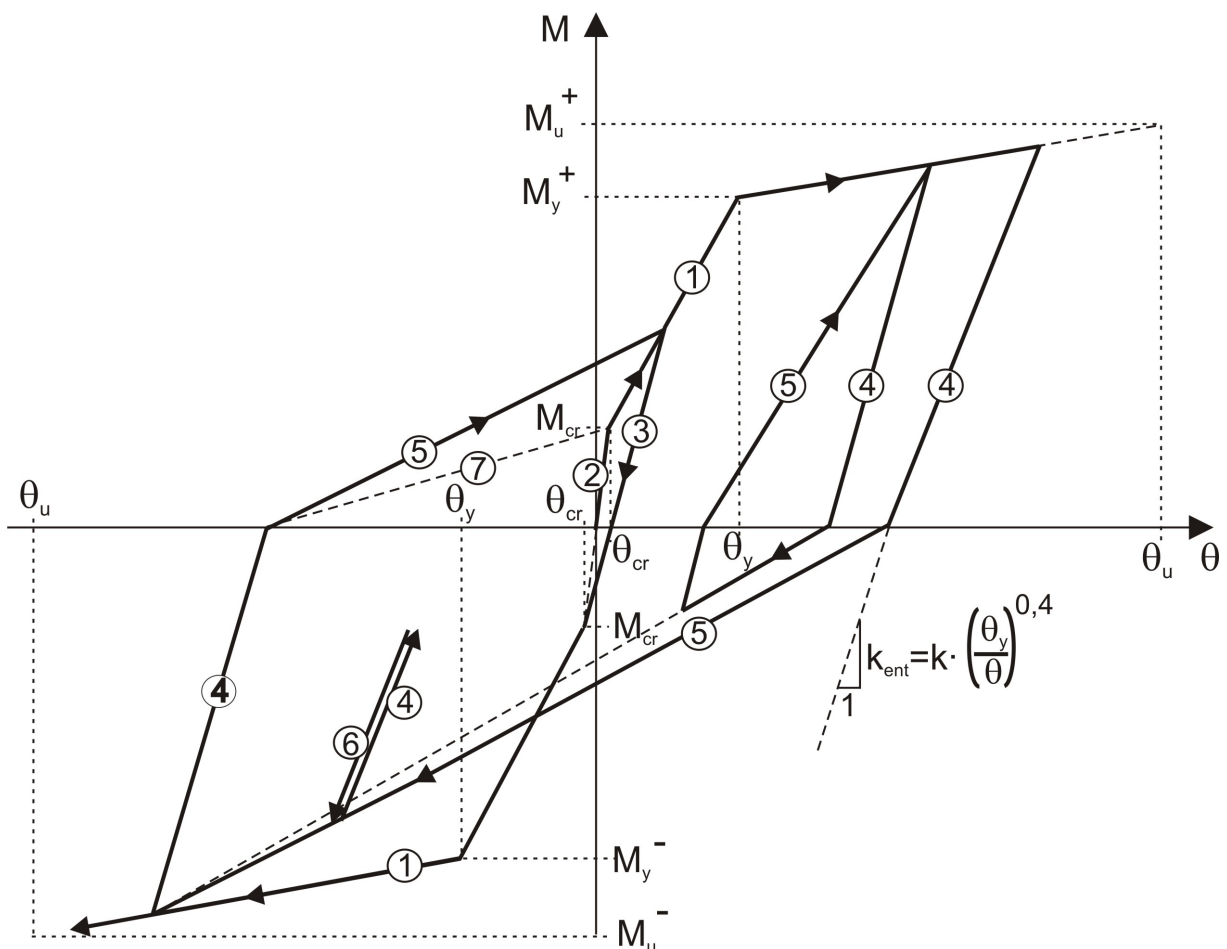


Abbildung 5.7: Hysterese Modell für das aus elastischem Balkenelement und plastischen Gelenkelement zusammengefasste Stabelement

Hystereseregel 1

Die Hystereseregel 1 entspricht der dreilinearen Momenten-Rotations-Beziehung, die auch als Einhüllende bezeichnet werden kann. Findet eine monotone Belastung statt, erfolgt diese entsprechend der Regel 1. Diese Einhüllende wird zu keinem Zeitpunkt überschritten. Somit wird der Fall einer Wiederbelastung nur solange anhalten bis die Einhüllende erreicht ist, um daran anschließend gemäß Hystereseregel 1 weiter zu verlaufen.

Hystereseregel 2

Mit der Hystereseregel 2 wird die Entlastungskurve beschrieben, die sich ergibt, sofern der Risspunkt (M_{cr}, θ_{cr}) noch nicht überschritten wurde. Für diesen Fall verläuft die Entlastung mit einer Steigung äquivalent derer der Erstbelastung k_0 . Es werden somit keine plastischen Dehnung berücksichtigt.

Hystereseregel 3

Tritt die Hystereseregel 3 in Kraft, erfolgt die Entlastung nachdem der Risspunkt (M_{cr}, θ_{cr}) überschritten wurde. In diesem Fall werden kleine plastische Dehnungen berücksichtigt, indem die Entlastung immer in Richtung des Risspunktes (M_{cr}, θ_{cr}) des gegenüberliegenden Quadranten verläuft.

Hystereseregel 4

Durch die Hystereseregel 4 ist die Entlastung definiert, sofern sich diese nach Überschreiten des Fließmomentes M_y ergibt. In diesem Fall erfolgt die Entlastung gemäß Gleichung 5.12. Mit θ_y geht die Fließrotation, mit θ die aktuelle Rotation bei Entlastungsbeginn und mit k_y die Steigung der Sekante zwischen Nullpunkt und Fließpunkt (M_y, θ_y) in die Formel mit ein. Viele Wissenschaftler haben diese Formel für ihre Hysterese Modelle angewandt, wobei sie den Exponenten mit einem Parameter α ersetzen, der Werte zwischen 0 und 0,5 annehmen kann. In dieser Arbeit hat sich jedoch gezeigt, dass mit $\alpha = 0,4$ sehr gute Ergebnisse erzielt werden können.

$$k_{ent} = k_y \cdot \left(\frac{\theta_y}{\theta}\right)^{0.4} \quad (5.12)$$

Es ist zu erkennen, dass mit der Gleichung 5.12 bei größerer Verformung die Steifigkeit der Entlastung reduziert wird. Somit kann durch diese Hysterese-

regel die Steifigkeitsminderung bei Entlastung infolge größerer Verformungen berücksichtigt werden.

Hystereseregeln 5

Die Hystereseregeln 5 beschreiben den Fall einer Wiederbelastung, wobei in beiden Richtungen das Rissmoment M_{cr} überschritten wurde. Für diesen Fall tendiert die Wiederbelastung immer zur maximal erreichten Verformung des gegenüberliegenden Quadranten. Dadurch wird die Steigung der Wiederbelastungskurve umso kleiner, je größer die Verformungen sind. Durch diese Art der Wiederbelastung kann somit der Zustand einer Steifigkeitsminderung berücksichtigt werden.

Hystereseregeln 6

Die Hystereseregeln 6 tritt dann in Kraft, wenn die Wiederbelastung entsprechend der Hystereseregeln 5 kurz durch eine Entlastung unterbrochen wird und sofort daran wieder in eine Wiederbelastung übergeht. In diesem Fall tendiert die Wiederbelastung nicht wie in vielen Modellen direkt zur maximalen Verformung, sondern verläuft erst parallel zur Entlastungskurve bis die Hystereseregeln 5 erreicht ist, um danach in Richtung der maximalen Verformung weiter zu verlaufen.

Hystereseregeln 7

Mit der Hystereseregeln 7 wird der Fall einer Wiederbelastung beschrieben, sofern die unmittelbar zuvor eingetretene Belastung das Fließmoment M_y überschritten hat, die Belastung in entgegengesetzter Richtung allerdings das Rissmoment M_{cr} noch nicht überschritten hat. In diesem Fall verläuft die Wiederbelastung immer in Richtung des Risspunktes (M_{cr}, θ_{cr}) im gegenüberliegenden Quadranten.

Wie an dem Hysterese-Modell (Abbildung 5.7) zu erkennen ist, wird die Einschnürung der hysteretischen Kurven um den Mittelpunkt (Pinching-Effekt) sowie die Festigkeitsminderung nicht berücksichtigt. Diese beiden Einflüsse sind in der Vergangenheit sehr intensiv diskutiert worden. Wenk [154] verglich die hysteretischen Kurven konventionell bemessener Bauteilen mit denen, die nach der Kapazitätsbemessung ausgebildet wurden. Drei wesentliche Merkmale waren in den hysteretischen Last-Verformungs-Kurven zu sehen. Zum

Einen konnte Wenk zeigen, dass die Minderung des Tragwiderstandes bei Bauteilen, die nach der Kapazitätsbemessung ausgeführt wurden, nicht statt findet. Demgegenüber waren Steifigkeitsminderungen unabhängig von der Bemessungsart des Bauteils bei allen Kurven zu erkennen. Der Pinching-Effekt war bei kapazitätsbemessenen Bauteilen höchstens in sehr kleinem Grad zu erkennen. Wenk selbst hatte in seinem Hysteresemodell für Stahlbeton sowohl keine Festigkeitsminderung als auch keinen Pinching-Effekt berücksichtigt. Die Nachrechnung von Versuchen zeigte eine gute Übereinstimmung. Saïidi [123] hat mehrere Hysterese Modelle verglichen und kam zu dem Schluss, dass mit dem Clough-Modell sehr gute Ergebnisse erzielt werden können. Bei dem Clough-Modell wird ebenfalls kein Pinching-Effekt berücksichtigt. Bezüglich des Pinching-Effektes stellte Ma [84] und seine Mitautoren anhand zyklisch getesteter Kragbalken fest, dass dieser umso ausgeprägter ist, je größer die Schubkräfte im betrachteten Querschnitt sind. Bei kleinen Schubkräften in den betrachteten Querschnitten hingegen ist kein oder nur ein sehr geringer Pinching-Effekt zu beobachten. Werden, wie in dieser Arbeit, die Strukturen durch eine horizontale Auslenkung belastet, können Schubverformungen als untergeordneter Einfluss auf die Krümmungsverteilung in den inelastischen Zonen betrachtet werden. Keshavarzian [72] und Filippou [53] verzichteten infolgedessen auf eine Berücksichtigung dieses Einfluss. Dahingegen ist, wie u.a. in Filippou [54] erwähnt, für eine Beschreibung des hysteretischen Verhaltens von Stahlbetonbauteilen die auftretende Verschlechterung des Verbundes zwischen Stahl und Beton sowie die Dehnung des Stahls in den Rissen in den Endbereichen von Riegel und Stütze unbedingt zu berücksichtigen. Infolge der Dehnung des Stahls entstehen zusätzliche Rotationen in den inelastischen Zonen des Rahmens, was zu einer Abflachung der Erstbelastungskurve führt. In dieser Arbeit wird ein zusätzliches Rissöffnungselement eingeführt, womit dieser Einfluss aus Verbundverschlechterung und Stahldehnung berücksichtigt werden kann. Je nach Art des hysteretischen Verhaltens dieses Rissöffnungselement kann damit der Pinching-Effekt mehr oder weniger deutlich dargestellt werden. Wegen der oben erwähnten Argumente sowie der Tatsache, dass bei der Verifikation der Stabelemente in Kapitel 5.6 ein Versuch zu Grunde gelegt wird, dessen Last-Verformungs-Verhalten keine Einschnürung bei den Last-Verformungs-Kurven zeigt (Abbildung 5.16), wurde dem Pinching-Effekt lediglich eine untergeordnete Rolle zu Teil.

5.4 Das Rissöffnungselement

Mit dem Rissöffnungselement wird der zusätzliche Beitrag an Rotationen am Bauteilende berücksichtigt, die sich infolge der Verbundverschlechterung zwischen Beton und Stahl und der Stahldehnung direkt in der Riegel-Stützen Verbindung und im angrenzenden Riegel- bzw. Stützenbereich ergeben. Das Modell besteht, wie das plastische Gelenkelement, aus zwei nichtlinearen Rotationsfedern an den beiden Elementenden. Die Federn sind durch einen unendlich steifen Balken miteinander verbunden, wodurch eine Aktion der einen Feder keinen Einfluss auf die benachbarte Feder hat. Die Flexibilitätsmatrix des Rissöffnungselements entspricht somit der gleichen Form wie derer des plastischen Gelenkelements (Gleichung 5.13). Die Flexibilitätskoeffizienten s_i und s_j definieren das nichtlineare Last-Verformungs-Verhalten der beiden Rotationsfedern. Auch bei dem Rissöffnungselement lässt sich die Flexibilitätsmatrix in Abhängigkeit der elastischen Steifigkeit k_0 angeben.

$$[F]_R = \begin{bmatrix} s_i & 0 \\ 0 & s_j \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

bzw.

$$[F]_R = \begin{bmatrix} \gamma_{s,i} \cdot \frac{l}{4 \cdot EI} & 0 \\ 0 & \gamma_{s,j} \cdot \frac{l}{4 \cdot EI} \end{bmatrix} \quad (5.14)$$

Für die Ermittlung der Parameter γ_s bedarf es des hysteretischen Verhaltens der Rotationsfedern sowie der charakteristischen Rotationsanteile in der Kontaktstelle zwischen Riegel und Stütze, was im Folgenden hergeleitet wird.

In Abbildung 5.8 ist die Verbindungsstelle zwischen dem Riegel und der Stütze dargestellt. Geht man davon aus, dass direkt in der Verbindung ein Riss entsteht, würde die Verbundspannung τ kurz hinter der Einspannstelle ihren Größtwert erreichen und über die Verankerungslänge l_b gegen Null verlaufen. Weil aber die tatsächliche Verteilung der Verbundspannung kaum zu erfassen ist, wird die vereinfachte Annahme einer konstanten Verbundspannung τ über die Verankerungslänge l_b und über den Stahlumfang u getroffen. Dies hat zur Folge, dass die Zugkräfte im Bewehrungsstahl derart in den Beton eingeleitet werden, dass sich die Stahlspannung f_s linear, mit maximaler Amplitude an der

Riegel-Stützen Kontaktstelle verteilt (Abbildung 5.8). Die Verankerungslänge ergibt sich somit zu.

$$l_b = \frac{f_y}{\tau} \cdot \frac{A_s}{\pi \cdot d_s} \quad (5.15)$$

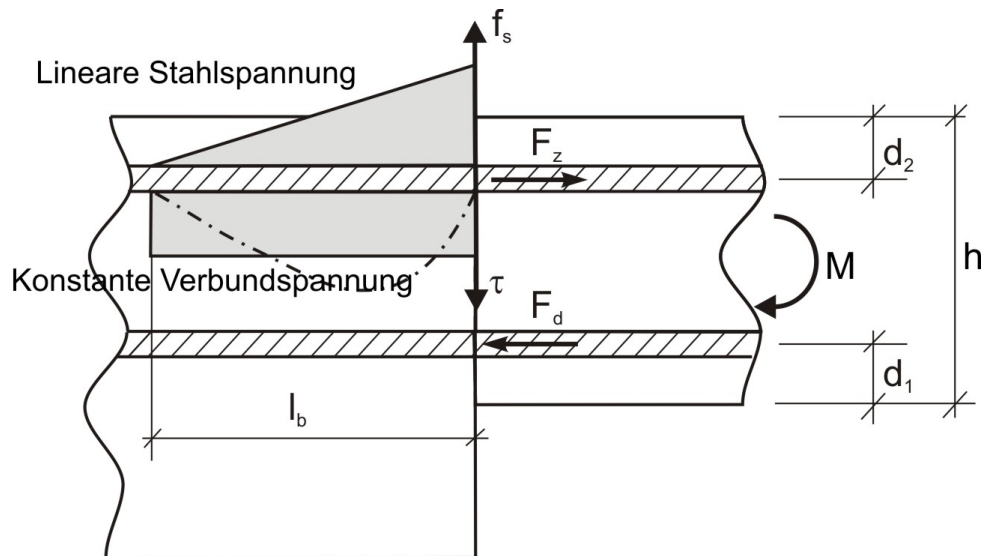


Abbildung 5.8: Darstellung der Riegel-Stützen Verbindung

Mit A_s geht die Querschnittsfläche und mit d_s der Durchmesser der Bewehrung in die Gleichung 5.15 ein. Unter Berücksichtigung dieser vereinfachten Annahmen berechnet sich die Dehnung des Bewehrungsstahls durch die Integration des Verhältnisses aus Normalkraft F_s und Dehnsteifigkeit $E_s \cdot A_s$ über die Verankerungslänge l_b .

$$\Delta l = \int_0^{l_b} \frac{F_s}{E_s \cdot A_s} dx = \frac{1}{2} \cdot \frac{F_s \cdot l_b}{E_s \cdot A_s} \quad (5.16)$$

Es ist hierbei zu berücksichtigen, dass durch die angesetzte idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Bewehrungsstahl, die Ausdehnung des Stahls davon abhängt, ob die Fließspannung f_y bereits überschritten ist oder nicht (Abbildung 5.9). Für den Fall, dass die Stahlspannung die Fließspannung noch nicht überschritten hat, ergibt sich die Ausdehnung Δl des Bewehrungsstahls entsprechend der Gleichung 5.17.

$$\Delta l = \frac{1}{2} \cdot f_s \cdot \frac{l_b}{E_s} \quad (5.17)$$

Ungleich schwerer ist die Ermittlung der Dehnung nachdem die Fließspannung f_y überschritten wurde. In diesem Fall erfolgt die Berechnung durch die Addition mehrerer Dehnungsanteile, differenziert hinsichtlich eines Spannungszustandes indem der Stahl noch im elastischen Bereich ist und einem Spannungszustand, für den der Stahl das Fließen bereits erreicht hat (Abbildung 5.9b). Mit diesem Ansatz ergibt sich die Stahldehnung wie folgt.

$$\Delta l = \frac{1}{2} \cdot f_s \cdot \frac{l_{b,1}}{E_s} + f_s \cdot \frac{l_{b,2}}{E_s} + \frac{1}{2} \cdot (f_s - f_y) \cdot \frac{l_{b,2}}{E_y}$$

$$\Delta l = \frac{1}{2} \cdot l_b \cdot \frac{f_y^2}{f_s} \cdot \frac{1}{E_s} + l_b \cdot \left(1 - \frac{f_y}{f_s}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{E_s} + \frac{f_s - f_y}{2 \cdot E_y}\right) \quad (5.18)$$

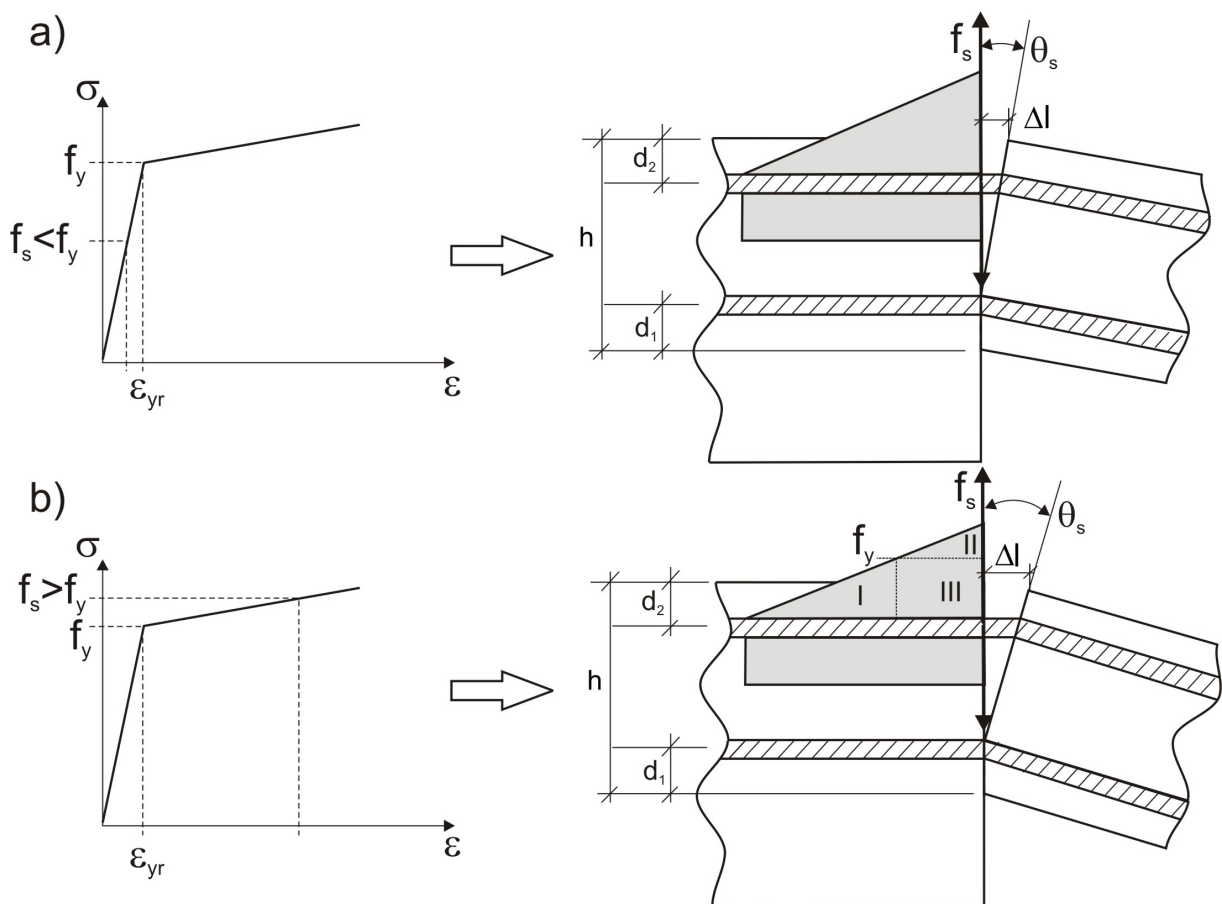


Abbildung 5.9: Rotationen infolge Rissöffnung in der Kontaktfläche zwischen Riegel und Stütze

Durch Einsetzen von Gleichung 5.15 in die Gleichungen 5.17 und 5.18

können die Dehnungen Δl in die folgenden Formen umgeschrieben werden.

$$\Delta l = \frac{1}{8} \cdot f_s^2 \cdot \frac{d_s}{E_s \cdot \tau} \quad (5.19)$$

$$\Delta l = \frac{d_s}{8 \cdot \tau} \cdot \left(\frac{f_y}{E_s} \cdot (2 \cdot f_s - f_y) + \frac{f_s^2 - f_y^2}{E_y} \right) \quad (5.20)$$

Mit Hilfe der ermittelten Dehnungen sowie der beiden Voraussetzungen, dass zum Einen die Druckbewehrung nicht schlupft und zum Anderen der Beton in der Druckzone unendlich steif ist, lässt sich die Rotation θ infolge der Rissöffnung wie folgt darstellen.

$$\theta_s = \frac{\Delta l}{h - d_1 - d_2} \quad (5.21)$$

Um nun noch die Rotation in Abhängigkeit des angreifenden Momentes M darstellen zu können, wird die Zugspannung im Bewehrungsstahl proportional zum Moment gesetzt (Gleichung 5.22). Bezogen auf das aktuelle Moment ergibt sich die Rotation θ_s für die beiden Zustände $M < M_y$ und $M > M_y$ nach Gleichung 5.23 bzw. 5.24.

$$\frac{f_s}{f_y} = \frac{M}{M_y} \Rightarrow f_s = \frac{M}{M_y} \cdot f_y \quad (5.22)$$

$$M < M_y$$

$$\theta_s = \frac{1}{8} \cdot \frac{d_s}{E_s \cdot \tau} \cdot \frac{f_y^2}{h - d_1 - d_2} \cdot \left(\frac{M}{M_y} \right)^2 \quad (5.23)$$

$$M > M_y$$

$$\theta_s = \frac{d_s \cdot f_y^2}{8 \cdot \tau \cdot (h - d_1 - d_2)} \cdot \left(\frac{1}{E_s} \cdot \left(\frac{2 \cdot M}{M_y} - 1 \right) + \frac{1}{E_y} \cdot \left(\left(\frac{M}{M_y} \right)^2 - 1 \right) \right) \quad (5.24)$$

Für die Ermittlung der Flexibilitätsparameter $\gamma_{s,i}$ und $\gamma_{s,j}$ aus Gleichung 5.13 bedarf es des für die Rotationsfedern zu Grunde gelegten Hysterese-modells. Unter Beibehaltung der Einfachheit und der Recheneffizienz wurde ein Hysteresemodell angesetzt, womit die Geometrie, die Materialeigenschaften und die Bewehrungsanordnung berücksichtigt werden kann (Abbildung 5.10). Es ist zu erkennen, dass die Momenten-Rotations-Beziehung auf einer bilinearen Erstbelastungskurve bzw. Umhüllenden basiert (Hysterese-regel 1). Demnach werden erst dann Rotationen infolge der Rissöffnung berücksichtigt, sobald das Rissmoment M_{cr} überschritten ist. Die Steigungen der linearen Abschnitte definieren sich in Abhängigkeit der in Kapitel 5.2 ermittelten Momenten-Rotations-Beziehung des zu Grunde gelegten Stahlbetonbauteils sowie der oben berechneten Rotationen θ_s nach Gleichung 5.23 und 5.24. Alle weiteren Hysterese-regeln werden im Folgenden kurz zusammengefasst dargestellt.

Hysterese-regel 2

die Hysterese-regel 2 definiert die Entlastung, sofern das Fließmoment M_y noch nicht überschritten ist. Für diesen Fall tendiert die Entlastung in Richtung Nullpunkt. Es werden noch keine plastischen Dehnungen berücksichtigt.

Hysterese-regel 3

Tritt die Hysterese-regel 3 in Kraft, wird die Entlastung beschrieben, sobald das Fließmoment M_y überschritten ist. Die Entlastungssteifigkeit entspricht dabei der Steifigkeit k_{II} , die sich für die Verbindungsgerade zwischen Risspunkt $(M_{cr}, 0)$ und Fließpunkt $(M_y, \theta_{s,y})$ ergibt.

Hysterese-regel 4

Die Wiederbelastung wird durch die Hysterese-regel 4 beschrieben. So wird die Wiederbelastung immer in Richtung der maximalen Verformung des gegenüberliegenden Quadranten verlaufen. Ist im gegenüberliegenden Quadranten entweder noch keine Belastung eingetreten, oder die Belastung war so klein, dass das Rissmoment M_{cr} noch nicht überschritten wurde, tendiert die Wiederbelastung immer in Richtung des Nullpunktes.

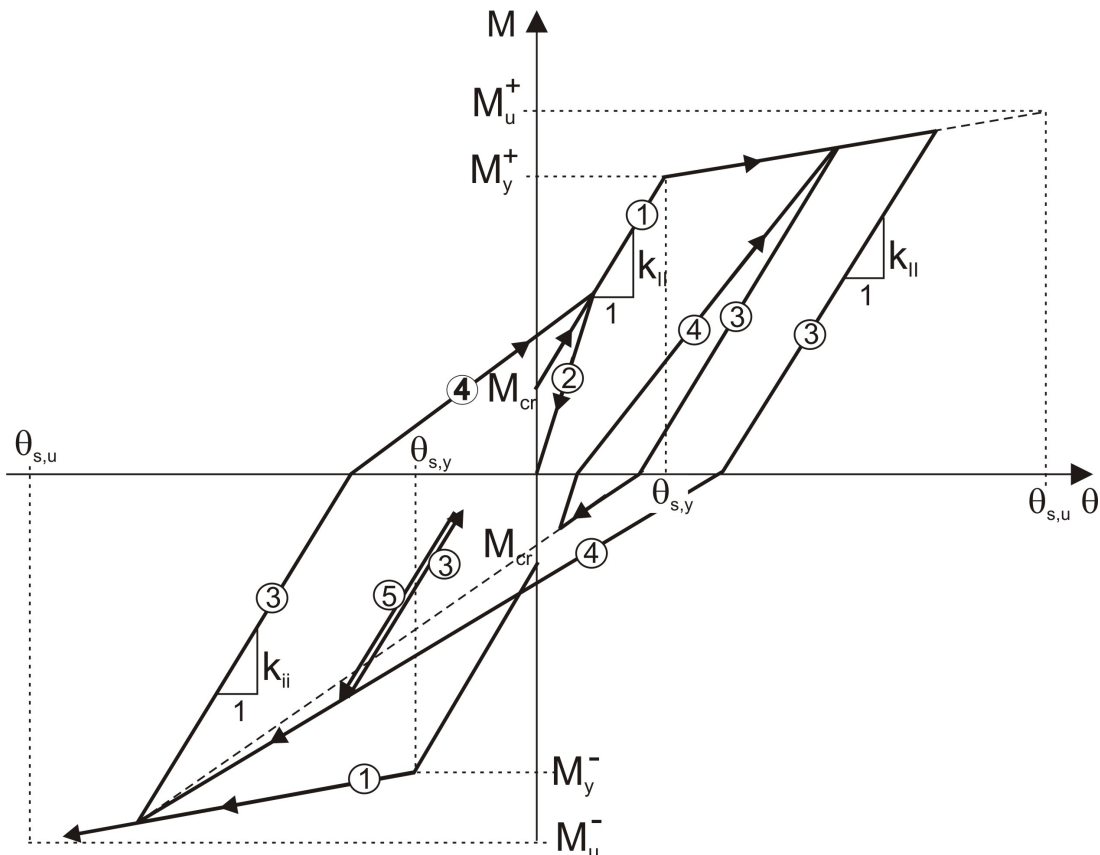


Abbildung 5.10: Hysterese-Modell des Rissöffnungselement

Hysterese-Regel 5

Mit der Hysterese-Regel 5 wird die Wiederbelastung definiert, die nach einer unvollständigen Entlastung eintritt. Die Steigung der Wiederbelastung für diesen Fall ist parallel zur Steigung der vorangegangenen Entlastungskurve.

Die Berücksichtigung der Zusatzrotationen infolge Bewehrungsschlupf erfolgt schließlich durch Superposition der beiden Hysterese-Modelle aus Abbildung 5.7 und Abbildung 5.10. Die Folge dieser Superposition ist eine Abflachung der hysteretischen Kurven, insofern beim Erreichen des Fließmomentes bzw. des Bruchmomentes größere Rotationen auftreten. In Abbildung 5.11 ist das Hysterese-Modell dargestellt, wie es letztlich dem Stabelement zugewiesen wird.

Wie bereits im vorherigen Kapitel erwähnt wurde, ist dem Pinching-Effekt nur eine untergeordnete Rolle zu Teil geworden. Filippou und seine Mitautoren [54], [51], [53] führten sehr große Studien hinsichtlich des zyklischen Last-Verformungs-Verhaltens von Riegel-Stützen Verbindungen durch. Dabei

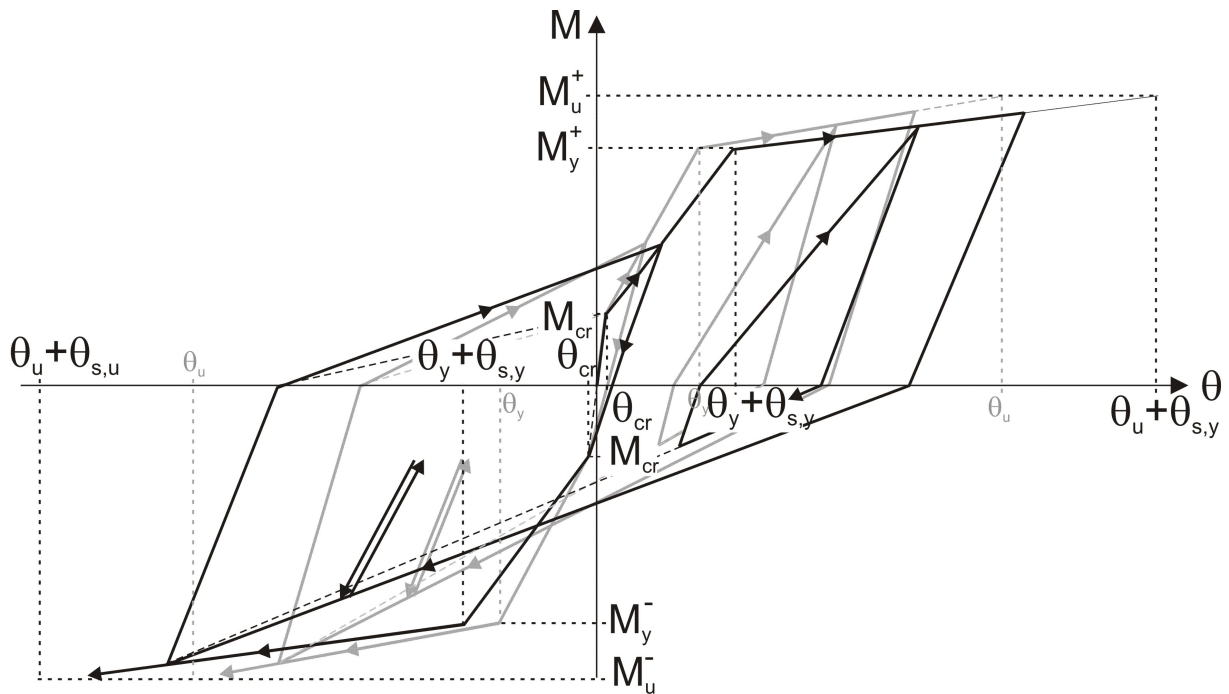


Abbildung 5.11: Hystereselement für das aus elastischem Balkenelement, plastischen Gelenkelement und Rissöffnungselement zusammengefassten Stabelement

konnten sie zeigen, dass die geringen Einschnürungen eine Folge der unterschiedlichen Bewehrungsmengen im Riegel sind. Gewöhnlich ist die Menge an Bewehrung in der oberen Lage des Riegels größer als in der unteren Lage. Das bedeutet, dass das positive Fließmoment M_y^+ kleiner ist als das negative Fließmoment M_y^- . Wird die Verbindung durch ein positives Moment belastet, d.h. die Bewehrung in der unteren Lage wird gezogen, sind keine Einschnürungseffekte zu beobachten. Für den Fall einer negativen Momentenbelastung wurden hingegen Einschnürungseffekte beobachtet. Die Autoren führten dies auf den Umstand zurück, dass das Widerstandsmoment des betrachteten Querschnitts für diesen Lastfall nur so groß sein kann, wie das Moment, welches die Bewehrung in der unteren Lage auf Druck zum Fließen bringt. Dieses Moment entspricht in etwa dem kleineren positiven Fließmoment. Nachdem die Risse geschlossen sind, steigt die Wiederbelastung rapide bis zum negativen Moment M_y^- an. Andere Wissenschaftler hingegen wie Keshavarzian [72] oder Saïdi [123] haben keinen Pinching-Effekt in ihren Verbundelementen berücksichtigt. Vergleiche mit experimentellen Daten haben durchweg gute Resultate geliefert. In dieser Arbeit wurde keine Einschnürung bei den Hystereselementen implementiert. Es hat sich anhand der Verifizierung der Stabelemente an experimentellen Daten gezeigt, dass durch die zusätzli-

chen Rotationen infolge der Rissöffnung nach Abbildung 5.9 und des damit abgeflachten Hysterese-modells nach Abbildung 5.11 sehr gute Ergebnisse erzielt werden können.

5.5 Steifigkeitsmatrix des Stabelementes

Wie in Abbildung 5.1 angegeben wurde, stellt sich das Stabelement über die in Serie verbundenen Elemente, elastisches Balkenelement, plastisches Gelenkelement und Rissöffnungselement, auf. Aus diesem Grund ist die Gesamtflexibilitätsmatrix $[F]_g$ des Stabelementes eine simple Addition der Flexibilitätsmatrizen der einzelnen Teilelemente.

$$\begin{aligned}
 [F]_g &= [F]_{el} + [F]_{pl} + [F]_r \\
 [F]_g &= \frac{l}{EI} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & -\frac{1}{6} \\ -\frac{1}{6} & \frac{1}{3} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_i & 0 \\ 0 & f_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} s_i & 0 \\ 0 & s_j \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{5.25}$$

In der Gleichung 5.25 entspricht $[F]_{el}$ der Flexibilitätsmatrix des elastischen Balkenelements, $[F]_{pl}$ der Flexibilitätsmatrix des plastischen Gelenkelements und $[F]_r$ der Flexibilitätsmatrix des Rissöffnungselements. Durch Invertierung der Gesamtflexibilitätsmatrix $[F]_g$ erhält man schließlich die Gesamtsteifigkeitsmatrix $[K]_g$ des Stabelementes.

$$[K]_g = [F]_g^{-1} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \tag{5.26}$$

Normalkräfte bzw. axiale Dehnungen und Stauchungen können in dieser Form noch nicht berücksichtigt werden. Insofern die Stützen jedoch in der Regel Normalkräften ausgesetzt sind, war es erforderlich diesen Einfluss in der Steifigkeitsmatrix $[K]_g$ zu implementieren. Aufgrund der Tatsache, dass Rotationen der nichtlinearen Federn am Stabende zu keinen Normalkraftbeanspruchungen führen und somit die Biegeverformungen von den axialen Verformungen entkoppelt sind, kann die axiale Last-Verformungs-Beziehung durch die Addition eines zusätzlichen Terms K_{33} berücksichtigt werden.

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta M_j \\ \Delta N \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 \\ K_{21} & K_{22} & 0 \\ 0 & 0 & K_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \\ \Delta \delta \end{Bmatrix} \tag{5.27}$$

Hierbei entspricht ΔM_i und ΔM_j der inkrementellen Momente an den beiden Enden i und j und ΔN ist die inkrementelle Normalkraft. Mit $\Delta \theta_i$ und $\Delta \theta_j$ werden die inkrementellen Rotationen an beiden Enden und mit $\Delta \delta$ die inkrementelle axiale Verformung berücksichtigt. Damit zusätzlich auch Querkkräfte sowie Verschiebungen in vertikaler Richtung zur Längsachse des Stabelements berücksichtigt werden können, wird eine Transformationsmatrix $[T]_h$ eingeführt, die auf den Angaben aus Abbildung 5.12 basiert.

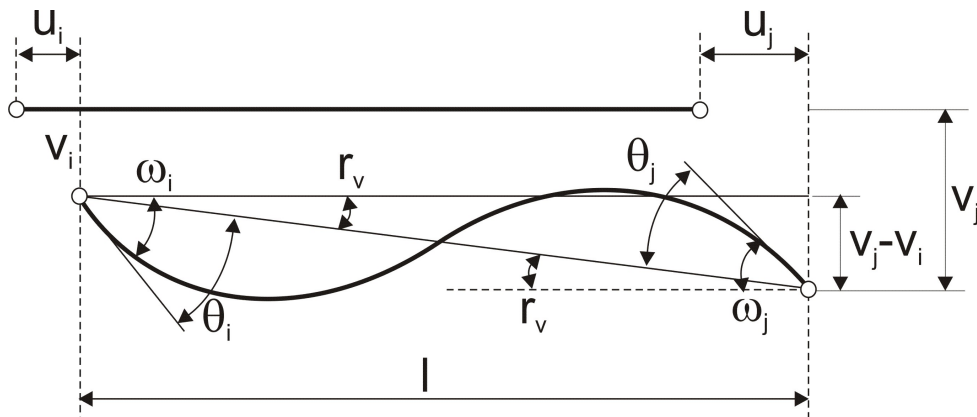


Abbildung 5.12: Berücksichtigung der Querkraftverformungen in der Steifigkeitsmatrix

Unter Berücksichtigung der trigonometrischen Beziehungen für die inkrementellen Verformungen aus Abbildung 5.12

$$\begin{aligned}\Delta r_v &= \frac{v_j - v_i}{l} \\ \Delta \theta_i &= \Delta \omega_i - \Delta r_v = \Delta \omega_i + \frac{\Delta v_i}{l} - \frac{\Delta v_j}{l} \\ \Delta \theta_j &= \Delta \omega_j - \Delta r_v = \Delta \omega_j + \frac{\Delta v_i}{l} - \frac{\Delta v_j}{l} \\ \Delta \delta &= \Delta u_j - \Delta u_i\end{aligned}\tag{5.28}$$

ergibt sich die Steifigkeitsmatrix $[T]_h$ für das horizontale Stabelement zu

$$[T]_h = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{l} & 1 & 0 & -\frac{1}{l} & 0 \\ 0 & \frac{1}{l} & 0 & 0 & -\frac{1}{l} & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}\tag{5.29}$$

Für den Fall vertikaler Elemente nimmt die Steifigkeitsmatrix $[T]_v$ die folgende Form an.

$$[T]_v = \begin{bmatrix} -\frac{1}{l} & 0 & 1 & \frac{1}{l} & 0 & 0 \\ -\frac{1}{l} & 0 & 0 & \frac{1}{l} & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.30)$$

Unter Anwendung der bekannten Gleichung 5.31 resultieren somit die Gesamtsteifigkeitsmatrizen für vertikale und horizontale Elemente nach Gleichung 5.32 bzw. 5.33.

$$[K] = [T]^T \cdot [K] \cdot [T] \quad (5.31)$$

$$[K]_h = \begin{bmatrix} K_{33} & 0 & 0 & -K_{33} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{K_{11}+2 \cdot K_{21}+K_{22}}{l^2} & \frac{K_{11}+K_{21}}{l} & 0 & \frac{-K_{11}-2 \cdot K_{21}-K_{22}}{l^2} & \frac{K_{12}+K_{22}}{l} \\ 0 & \frac{K_{11}+K_{12}}{l} & K_{11} & 0 & \frac{-K_{11}-K_{12}}{l} & K_{12} \\ -K_{33} & 0 & 0 & K_{33} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-K_{11}-2 \cdot K_{21}-K_{22}}{l^2} & \frac{-K_{11}-K_{21}}{l} & 0 & \frac{K_{11}+2 \cdot K_{21}+K_{22}}{l^2} & \frac{-K_{12}-K_{22}}{l} \\ 0 & \frac{K_{12}+K_{22}}{l} & K_{12} & 0 & \frac{-K_{12}-K_{22}}{l} & K_{22} \end{bmatrix} \quad (5.32)$$

$$[K]_v = \begin{bmatrix} \frac{K_{11}+2 \cdot K_{12}+K_{22}}{l^2} & 0 & \frac{-K_{11}-K_{12}}{l} & \frac{-K_{11}-2 \cdot K_{12}-K_{22}}{l^2} & 0 & \frac{-K_{12}-K_{22}}{l} \\ 0 & K_{33} & 0 & 0 & -K_{33} & 0 \\ \frac{-K_{11}-K_{12}}{l} & 0 & K_{11} & \frac{K_{11}+K_{12}}{l} & 0 & K_{12} \\ \frac{-K_{11}-2 \cdot K_{12}-K_{22}}{l^2} & 0 & \frac{K_{11}+K_{12}}{l} & \frac{-K_{11}-2 \cdot K_{12}-K_{22}}{l^2} & 0 & \frac{K_{12}+K_{22}}{l} \\ 0 & -K_{33} & 0 & 0 & K_{33} & 0 \\ \frac{-K_{12}-K_{22}}{l} & 0 & K_{12} & \frac{K_{12}+K_{22}}{l} & 0 & K_{22} \end{bmatrix} \quad (5.33)$$

An dieser Stelle sei zu erwähnen, dass bei Stützen die Wechselwirkung zwischen großer axialer Kräfte infolge Schwerelasten und großer Stockwerksverschiebungen infolge erheblicher seitlicher Auslenkungen zu Effekten II. Ordnung führen können. Diese Effekte, gemeinhin auch als P- Δ -Effekte bekannt, führen zu einer Erweichung des Tragelements, weshalb dieser Einfluss

in der präsentierten Studie berücksichtigt wurde. Aus Gründen der Einfachheit wird die lokale geometrische Steifigkeit bezüglich der Rotationen an den Stützenenden vernachlässigt und direkt ein Bezug zwischen globaler Steifigkeitsmatrix und lateraler Verschiebung aufgestellt. Unter der Annahme einer linearen Verschiebung zwischen den beiden Stützenenden, kann der P- Δ -Effekt entsprechend Abbildung 5.13 nach Gleichung 5.34 berücksichtigt werden.

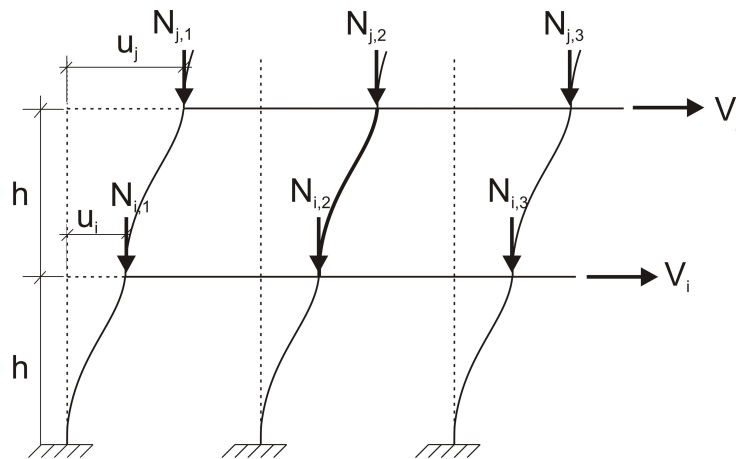


Abbildung 5.13: Berücksichtigung des P- Δ -Effekts

$$V_{j,2} = \frac{N_{j,2}}{h} \cdot (u_j - u_i)$$

$$V_{i,2} = -V_{j,2}$$

$$\begin{Bmatrix} V_{i,n} \\ V_{j,n} \end{Bmatrix} = \frac{N_{j,n}}{h} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix} \quad (5.34)$$

Hierbei entspricht $V_{i,n}$ und $V_{j,n}$ der vertikalen Kräfte der n -ten Stütze und u_i bzw. u_j der seitlichen Verschiebungen am oberen und unteren Stützenende. Wegen der Annahme unendlich steifer Decken in ihrer Ebene, sind die Verschiebungen u bei allen Stützen innerhalb eines Stockwerks gleich. $N_{j,n}$ ist die, über den gesamten Belastungsschritt konstante axiale Belastung der n -ten Stütze, womit die Effekte aus den Schwerelasten sowie der Kippmomente berücksichtigt werden können. Weil an jedem Stockwerk lediglich laterale Freiheitsgrade angesetzt werden, kann die geometrische Steifigkeit der Einzelstütze mit der geometrischen Steifigkeit des Stockwerks kombiniert werden.

$$\begin{Bmatrix} V_i \\ V_j \end{Bmatrix} = \frac{\sum N_j}{h} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix} \quad (5.35)$$

$$\begin{Bmatrix} V_i \\ V_j \end{Bmatrix} = [K]_{pd} \cdot \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix} \quad (5.36)$$

Damit nun einzelne Stahlbetonrahmen oder auch komplette Gebäudestrukturen berechnet werden können, bedarf es der Entwicklung eines numerischen Modells. In Abbildung 5.14 ist beispielhaft das numerische Modell eines Stahlbetonrahmens dargestellt. Die Steifigkeitsmatrix der gesamten Struktur ergibt sich, nachdem die Steifigkeitsmatrizen der Stabelemente bzgl. globaler Koordinaten umformuliert wurden, durch Anwendung der direkten Steifigkeitsmethode entsprechend Gleichung 5.37.

$$[K] = \sum_{Elemente} [K]_v + [K]_h + [K]_{pd} \quad (5.37)$$

In Gleichung 5.37 ist $[K]$ die Steifigkeitsmatrix der gesamten Struktur, $[K]_h$ und $[K]_v$ die Steifigkeitsmatrizen des horizontalen und des vertikalen Stabelements und $[K]_{pd}$ der Steifigkeitsmatrix nach Gleichung 5.36.

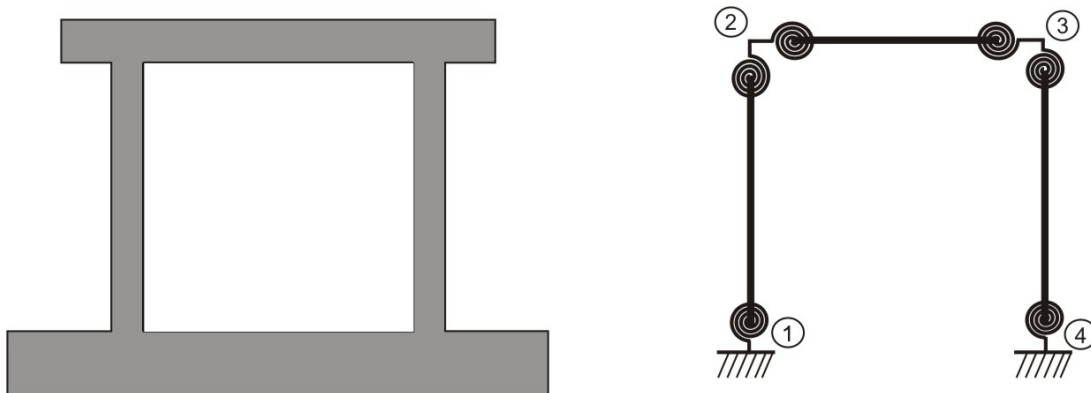


Abbildung 5.14: Reale Struktur und numerische Abbildung

Der große Vorteil dieser Methodik liegt insbesondere darin, dass zusätzliche Einflüsse oder Effekte, die das Gesamtverhalten des Elements beeinflussen, durch Zufügen weiterer Flexibilitäten einfach berücksichtigt werden können.

5.6 Vergleich mit experimentellem Ergebnis

Das Ziel in diesem Kapitel ist es, die Tauglichkeit bzw. Gültigkeit der in den vorherigen Kapiteln beschriebenen Modelle für Stahlbetonstützen und Stahlbetonriegel zu beurteilen, wenn es für die Berechnung des nichtlinearen Verhaltens von Stahlbetonrahmen verwendet wird. Hierfür wurde das oben vorgestellte Modell über Subroutinen zu einem User-Element zusammengefasst und in den FE-Code ABAQUS implementiert, wodurch es möglich ist, die nichtlineare Antwort eines Rahmens infolge zyklischer seitlicher Belastung zu ermitteln. Für die Verifizierung des Stabelements bediente man sich der experimentellen Ergebnisse eines pseudodynamisch getesteten Rahmens, der bis zum Versagen belastet wurde. Bei der pseudodynamischen Versuchsdurchführung wird eine seismische Belastung in Form eines Beschleunigungszeitverlaufs durch zyklisch eingeleitete Horizontalverschiebungen aufgebracht. Dabei läuft der Versuch sehr viel langsamer ab als das in Echtzeit gemessene Erdbeben, wodurch die Möglichkeit einer Untersuchung an großen Strukturen im Originalmaßstab gewährleistet ist. Die zu jedem Zeitschritt aufzubringende Horizontalverschiebung u_i wird durch eine iterative Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung ermittelt. Die hierfür erforderlichen Trägheits- und Dämpfungskräfte werden über die Dauer eines Schwingungsvorganges als konstant angesetzt. Unter Berücksichtigung der gemessenen Rückstellkraft infolge der Horizontalauslenkung u_i , die unmittelbar mit der Steifigkeit und somit mit der Schädigung der Struktur korreliert, kann schließlich die Horizontalverschiebung u_{i+1} des folgenden Zeitintervalls berechnet und der Struktur eingeleitet werden. Eine weiterführende intensivere Bearbeitung dieses Themas findet sich u. a. in Mahin [86], Shing [139].

Der zu Grunde gelegte Versuch wurde am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH) von Stempniewski und Wallner [146] durchgeführt. Die Rahmenstützen hatten eine Höhe von 2,75 m und einen Querschnitt von (hxb) 300x300 mm. Für die Bewehrung wurde ein Bewehrungsstahl BSt 500 verwendet. Die Längsbewehrung bestand auf jeder Seite aus vier Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm. Für die Querbewehrung wurden Bügel BÜ 8-15 verwendet. Bei dem Rahmenriegel, mit einer Länge von 2,8 m und einem Querschnitt von (hxb) 400x300 mm, wurden in der oberen Bewehrungslage vier Längsstäbe mit Durchmesser von 16 mm und in der unteren Lage vier Längsstäbe mit einem Durchmesser von 14 mm eingelegt. Als Querbewehrung wurden die gleichen Bügel wie bei den Stützen verwendet. Für die Ermittlung der Betoneigenschaften wurden Materialuntersu-

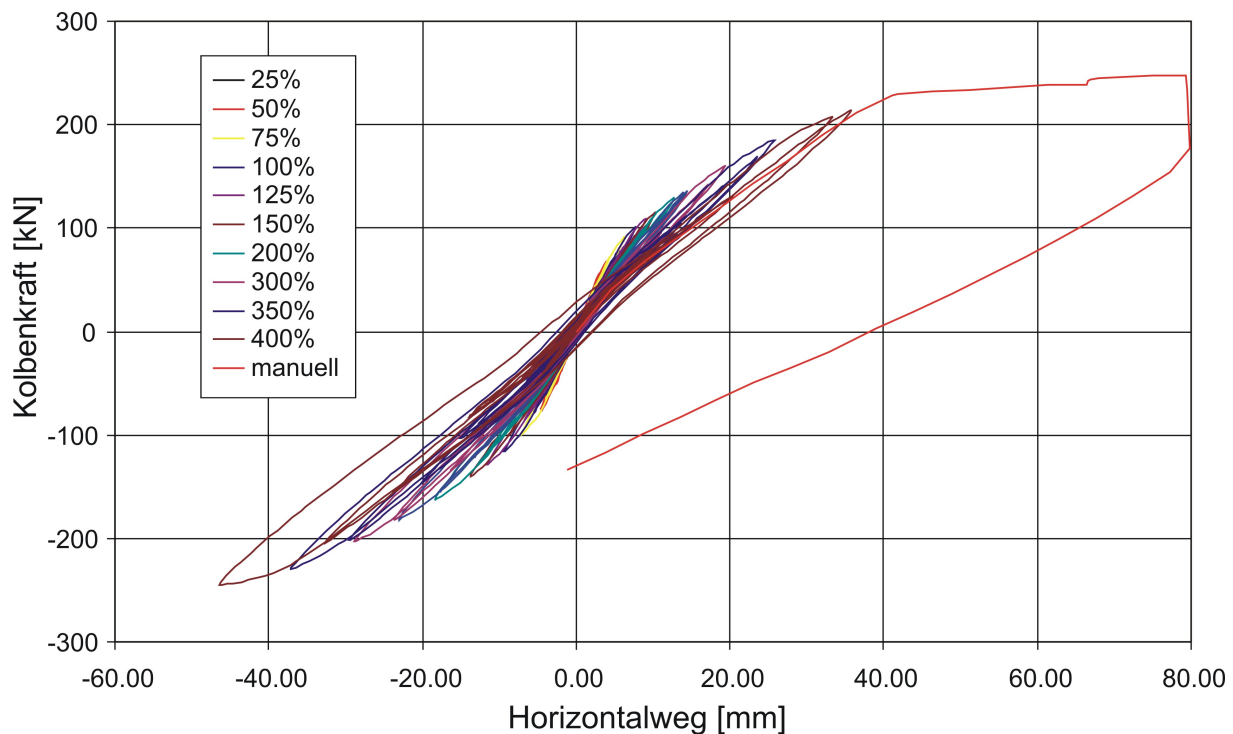


Abbildung 5.16: Zusammenstellung aller skalierten Last-Verformungs-Kurven

wurde abschließend manuell bis zur maximal möglichen Horizontalauslenkung der Messeinrichtung gefahren, wodurch es zu bleibenden sichtbaren Schädigungen, konzentriert im Rahmenknotenbereich, kam.

Legt man über die zusammengefassten Versuchsläufe in Abbildung 5.16 eine Umhüllende, zeigt diese die charakteristische dreilineare Last-Verformungs-Beziehung, wie sie bei Stahlbetonbauteilen unter monotoner Biegebelastung zu erwarten ist. Bei einer Auslenkung von etwa 5 mm in beide Richtungen ist ein kleiner Knick zu erkennen, der den Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand definiert. Zu diesem Zeitpunkt traten die ersten Risse in den Rahmeneckbereichen auf. Bis zu einer Horizontalauslenkung von 40 mm steigt die Umhüllende mit nahezu konstanter Steifigkeit an, ehe dann der Stahl in den Rahmenecken zum Fließen kommt. Bei der Skalierungsstufe von 400 % ist das Stahlfließen lediglich in negativer Horizontalauslenkung zu beobachten. Infolge der trotzdem sehr geringen plastischen Dehnungen in negativer Richtung lässt sich die Annahme treffen, dass zu diesem Zeitpunkt lediglich an den beiden Stützeinspannungen das Fließmoment überschritten wurde. Mit dem manuellen Versuchslauf wurde der Stahlbetonrahmen in positiver Richtung bis zu einer Auslenkung von 80 mm gefahren. Es ergaben sich für diesen Fall sehr große plastische Dehnungen, insofern zu diesem

Zeitpunkt in allen Rahmenecken der Stahl das Fleißmoment M_y überschritten hat. Der Entlastungsverlauf wurde anschließend bis auf eine Auslenkung von 0 mm zurück gefahren. Es zeigt sich keine Einschnürung in der Last-Verformungs-Kurve um den Nullpunkt (Pinching-Effekt). In den oberen Kapiteln wurde der Pinching-Effekt intensiv diskutiert. Wenk [154] führt die Aussage an, dass Einschnürungseffekte lediglich bei konventionell bemessenen Bauteilen auftreten. Nicht oder nur in sehr geringem Maße bei kapazitätsbemessenen Bauteilen. Insofern die getestete Struktur von Stempniewski und Wallner [146] einer pseudodynamischen Belastung und somit einer Erdbebenbelastung ausgesetzt wurde, ist davon auszugehen, dass der Rahmen stärker als bei konventioneller Bemessung bewehrt wurde. Des Weiteren wurde von Ma [84] angeführt, dass der Pinching-Effekt bei kleinen Schubkräften im betrachteten Querschnitt nahezu aus bleiben. Infolge der horizontalen Auslenkung ist die Schubbelastung in den Rahmenecken eher von untergeordneter Rolle, weshalb auch dieser Umstand das Ausbleiben des Pinching-Effektes in den Last-Verformungs-Kurven bekräftigt.

Ein sehr wesentlicher Verifikationsparameter, womit die Tauglichkeit des Makro-Elements beurteilt werden kann, sind die Steifigkeiten. Um diese später mit den numerischen Ergebnissen vergleichen zu können, wurde für jeden Versuchslauf die Steifigkeit ermittelt. Dies erfolgte derart, dass die maximalen Kolbenkräfte jedes Versuchslaufs in positiver und negativer Richtung zur Horizontalauslenkung ins Verhältnis gesetzt werden. Dabei definiert sich die Horizontalauslenkung als Addition der in beide Richtungen aufgetretenen Auslenkungen. In Abbildung 5.17 ist schematisch das Prinzip der Steifigkeitsermittlung am Versuchslauf mit einer Skalierungsstufe von 300 % dargestellt. In Tabelle 5.1 sind die angesetzten Spitzenpunkte jedes Versuchslauf sowie die resultierende Steifigkeit angegeben. Es muss hier erwähnt werden, dass bei dem manuellen Versuchslauf, der nur in positiver Richtung gefahren wurde, die Spitzenpunkte in negativer Richtung per Annahme äquivalent zu denen in positiver Richtung gesetzt wurden. Somit wurde vereinfacht eine symmetrische Last-Verformungs-Kurve angesetzt. Insofern zu diesem Zeitpunkt die Steifigkeiten ohnehin schon sehr klein sind und Änderungen bei der Horizontalauslenkung in negativer Richtung nur einen geringen Einfluss auf den Steifigkeitswert haben, kann man an dieser Stelle von einer angemessenen Annahme sprechen.

Die Auswertung ist in Abbildung 5.18 dargestellt, in der zu erkennen ist, dass zu Beginn relativ große Steifigkeiten anstehen, diese allerdings rapide

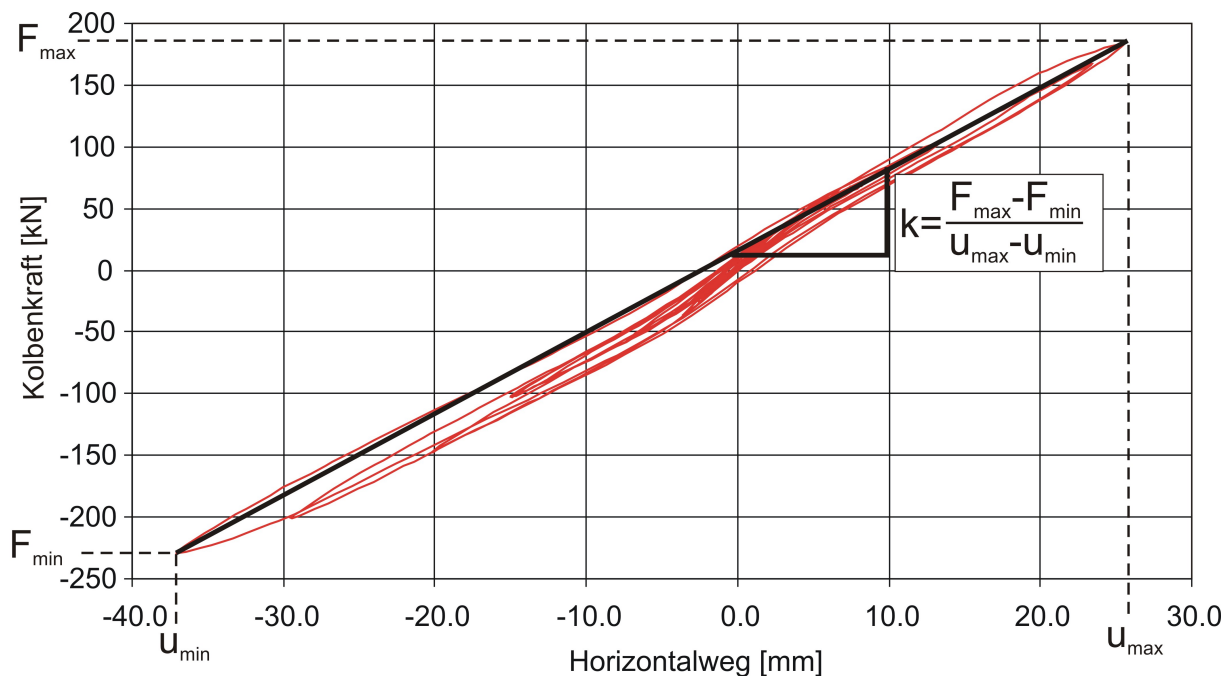


Abbildung 5.17: Prinzip der Steifigkeitsermittlung des individuellen Versuchslaufs

Tabelle 5.1: Steifigkeiten entsprechend des jeweiligen Versuchslaufes

| Versuchslauf | Spitzenpunkt 1 | | Spitzenpunkt 2 | | Steifigkeit [kN/mm] |
|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------------|
| | u_{\min} [mm] | F_{\min} [kN] | u_{\max} [mm] | F_{\max} [kN] | |
| 25% | -2,02 | -40,03 | 1,87 | 36,63 | 20 |
| 50% | -4,49 | -76,72 | 3,92 | 73,92 | 18 |
| 75% | -7,20 | -99,94 | 6,33 | 91,86 | 14 |
| 100% | -9,38 | -115,38 | 7,77 | 101,79 | 13 |
| 125% | -11,63 | -128,74 | 9,14 | 108,80 | 11 |
| 150% | -13,77 | -140,45 | 10,39 | 116,35 | 11 |
| 200% | -18,37 | -162,64 | 12,80 | 130,16 | 9 |
| 300% | -28,83 | -202,47 | 19,31 | 158,83 | 8 |
| 350% | -37,76 | -228,46 | 25,76 | 185,33 | 7 |
| 400% | -46,48 | -244,81 | 35,84 | 214,08 | 6 |
| manuell | -79,3 | -248,00 | 79,30 | 248,00 | 3 |

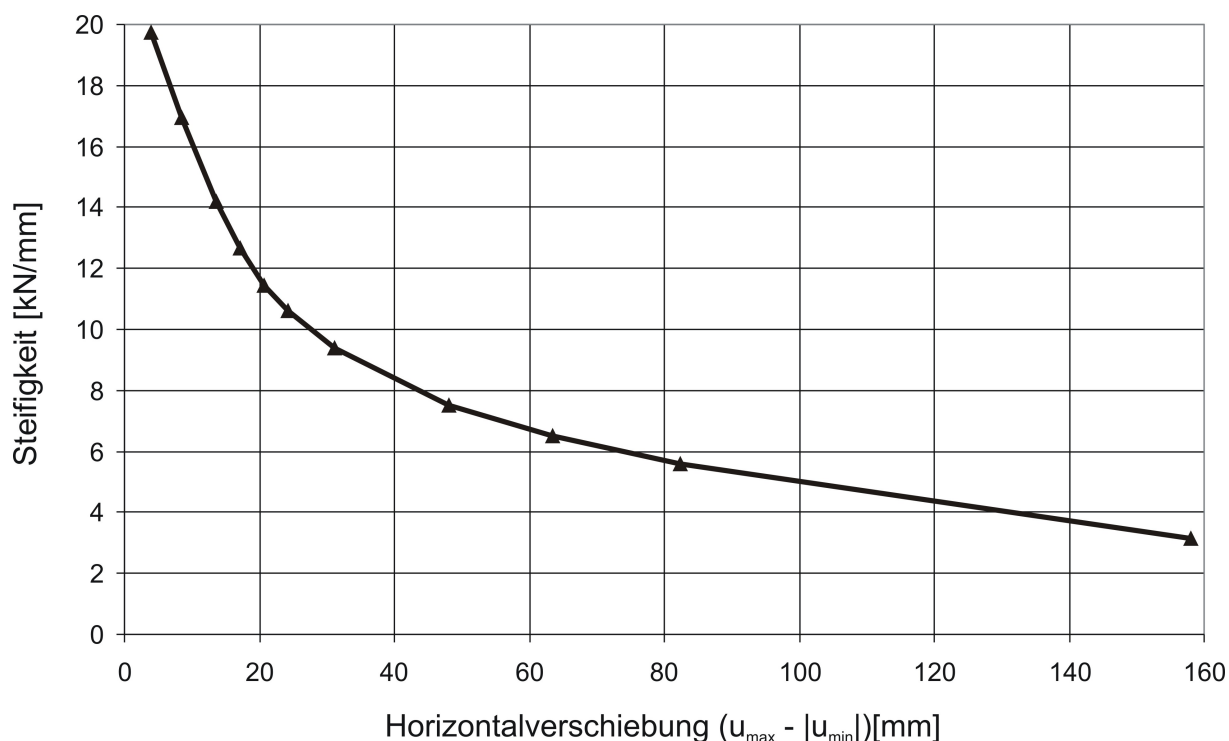


Abbildung 5.18: Steifigkeiten der individuellen Versuchsläufe

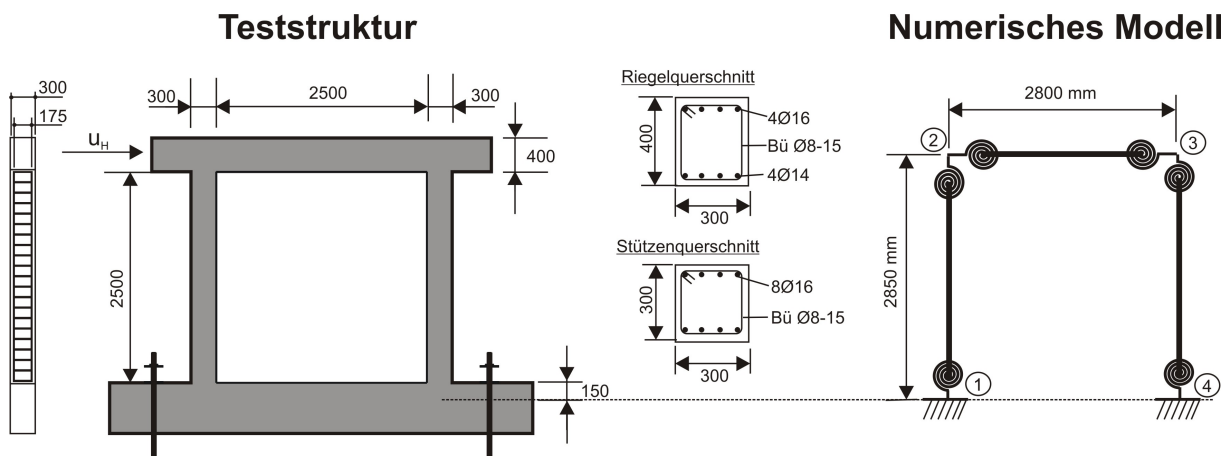
mit den ersten anfänglichen Horizontalauslenkungen vermindert werden. Die Steifigkeitskurve, die sich durch die Verbindung der Steifigkeitspunkte ergibt, tendiert bei großen Horizontalauslenkung asymptotisch einem sehr kleinen Steifigkeitswert an. Bei einer Horizontalauslenkung von 159 mm ist die Struktur noch nicht vollständig beschädigt, weshalb zu diesem Zeitpunkt kleine Steifigkeiten in der Struktur enthalten sind. Mit zusätzlichen Auslenkungen würden die Steifigkeiten gegen 0 tendieren.

Auf Grund einer übersichtlicheren Darstellung erfolgt die folgende Verifizierung des numerischen Modells sowohl für den gesamten Lastverlauf als auch für einzelne Skalierungsstufen. Als Eingangsparameter für den Beton wurden die aus den Materialuntersuchungen enthaltenen Kennwerte angesetzt, wie sie bereits oben angegeben wurden. Die Streckgrenze f_{yk} des Stahls wurde mit 500 MN/m^2 und die Zugfestigkeit f_{uk} mit 525 MN/m^2 angesetzt. Der E-Modul des Stahls entsprach 200000 MN/m^2 . Die Längsbewehrung in den Stützen betrug je Seite $0,00814 \text{ m}^2$. Im Riegel wurde eine Längsbewehrung in oberer Lage mit $0,00814 \text{ m}^2$ und in unterer Lage mit $0,00604 \text{ m}^2$ angegeben. In Tabelle 5.2 sind alle Eingangsparameter, wie sie dem numerischen Modell zu Grunde gelegt wurden, angegeben.

Tabelle 5.2: Eingangsparameter der Stabelemente

| Parameter | |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Längsbewehrung Stütze | 4 Ø 16 |
| Längsbewehrung Riegel | 4 Ø 16 (oben) |
| Längsbewehrung Riegel | 4 Ø 14 (unten) |
| Druckfestigkeit Beton | $f_{ck} = 41,1 \text{ MN/m}^2$ |
| Biegezugfestigkeit Beton | $f_{ct,fl} = 4,10 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul Beton | $E_b = 28512 \text{ MN/m}^2$ |

In Abbildung 5.19 ist der Versuchsrahmen, das numerische Modell sowie alle erforderlichen geometrischen Parameter angegeben.

**Abbildung 5.19:** Ausführung des Rahmens und zugehöriges FE-Modell

In der Abbildung 5.20 sind die numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen bei 25% und 50% Skalierungsstufe überlagert. Es ist zu erkennen, dass die Anfangssteifigkeit (Abbildung 5.20a) sehr gering überbewertet wird. Dies führt dazu, dass der Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand numerisch etwas früher eintritt (Abbildung 5.20b). Die Ursache dieser minimalen Unterschiede liegt an den angesetzten Parametern aus Tabelle 5.2, die als Mittelwerte in das numerische Modell implementiert wurden. Infolge materieller Imperfektionen können jedoch durchaus Unterschiede in den Materialeigenschaften im ganzen Rahmen auftreten. Kleine Veränderungen bei dem E-Modul oder der Zugfestigkeit führen schon zu deutlichen Unterschieden in den Last-Verformungs-Kurven. Man kann somit von einer sehr guten Übereinstimmung sprechen.

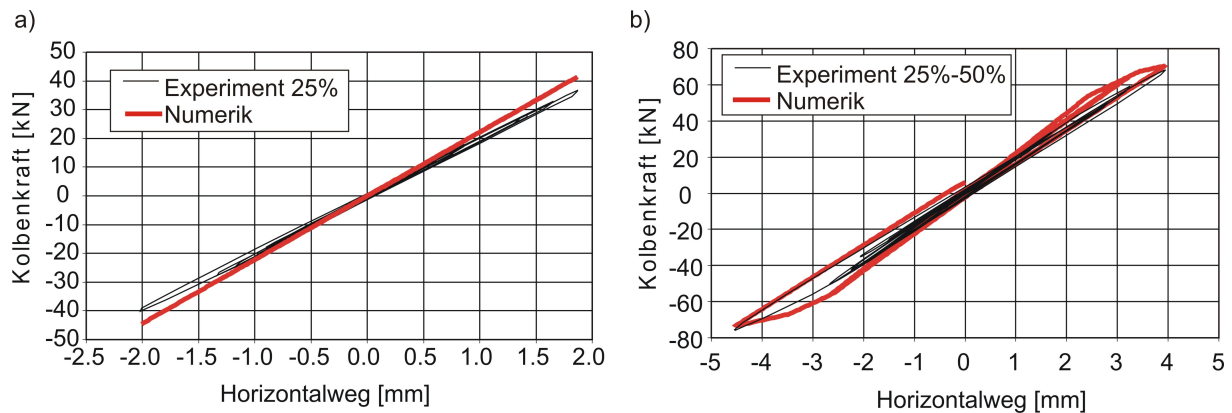


Abbildung 5.20: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse für die Skalierungsstufen 25% a) und 50% b)

In Abbildung 5.21 sind die numerischen und experimentellen Last-Verformungs-Kurven bis einschließlich Skalierungsstufe 300 % dargestellt. Die Entlastungs- sowie Wiederbelastungsverläufe können mit dem numerischen Modell sehr gut abgebildet werden. Minimale Überbewertungen bei den plastischen Verformungen in negativer Richtung sind zu erkennen, die auf die dem Stabelement zugewiesenen hysteretischen Annahmen für die Entlastung zurück zu führen sind. Die Kolbenkraft bei maximaler Auslenkung wird leicht unterbewertet. Die Ursache liegt darin, dass den Stabelementen eine ideale dreilineare Momenten-Rotations-Beziehung zu Grunde gelegt wurde. In der Realität wird sich ein leicht gekrümmter Verlauf der Umhüllenden einstellen, wodurch die Festigkeitsdifferenz erklärt werden kann. Aus diesem Grund sind bei den kleinen bis mittleren Skalierungsstufen größere Unterschiede zwischen den numerisch ermittelten und experimentell aufgezeichneten Festigkeiten zu beobachten.

Bei denen in den Abbildungen 5.22 und 5.23 dargestellten Last-Verformungs-Verläufen handelt es sich um die Skalierungsstufe 400 % sowie um den manuell gefahrenen Versuchslauf. Bei der Skalierungsstufe 400 % ist zu erkennen, dass die plastischen Verformungen in beiden Richtungen überbewertet werden. Die Ursache hierfür liegt darin, dass bei der numerischen Nachrechnung, in allen Rahmenecken das Fließmoment überschritten wurde. Entsprechend der definierten Hysterese-regeln für die Entlastung resultieren somit große bleibende Verformungen. Im Vergleich hierzu wurde beim Experiment das Fließmoment noch nicht überschritten, weshalb die bleibenden Verformungen sehr klein sind. Das ändert sich jedoch mit dem manuellen Versuchslauf, dessen aufgezeichnete Last-Verformungs-Kurve deutliche plastische Verformungen zeigen (Abbildung 5.23). Diese können mit dem programmierten Stabelement sehr gut

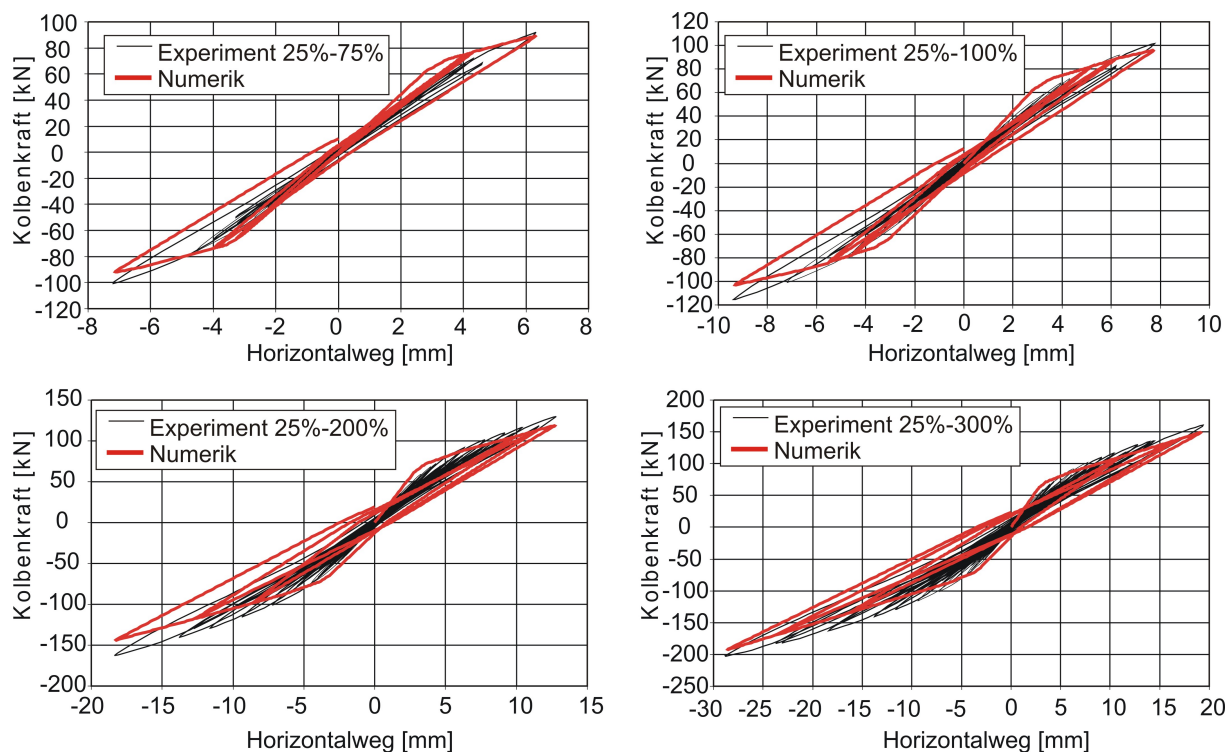


Abbildung 5.21: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse für die Skalierungsstufen 75% bis 300%

abgebildet werden. Allenfalls die Form der Entlastungskurve ist bei Entlastungsbeginn deutlich anders, was ebenfalls auf die definierten Hystereseregeln für die Entlastung zurück zu führen ist.

In Abbildung 5.24 sind die oben ermittelten Steifigkeiten der individuellen Versuchsläufe aus dem Experiment mit denen aus der numerischen Rechnung überlagert. Tabelle 5.3 gibt die angesetzten Spitzenpunkte an, die zur Ermittlung der numerisch ermittelten Steifigkeiten angesetzt wurden. Wie in den oberen Abschnitten bereits erwähnt, werden die Steifigkeiten zu Beginn der Horizontalauslenkung etwas überbewertet und anschließend bei mittleren Auslenkungen unterbewertet. Bei großen Auslenkungen liegen beide Steifigkeitskurven nahezu übereinander. Somit kann mit den programmierten Stabelementen die Steifigkeitsreduzierung infolge größerer Auslenkung sehr gut abgebildet werden.

Abschließend kann zusammengefasst werden, dass mit dem programmierten Stabelement die Versuchsergebnisse sehr gut nachgerechnet werden können. Die Festigkeiten und Steifigkeiten wurden sehr gut repräsentiert. Kleinere Unterschiede gab es lediglich in dem berechneten Verlauf der Entlastungskurve

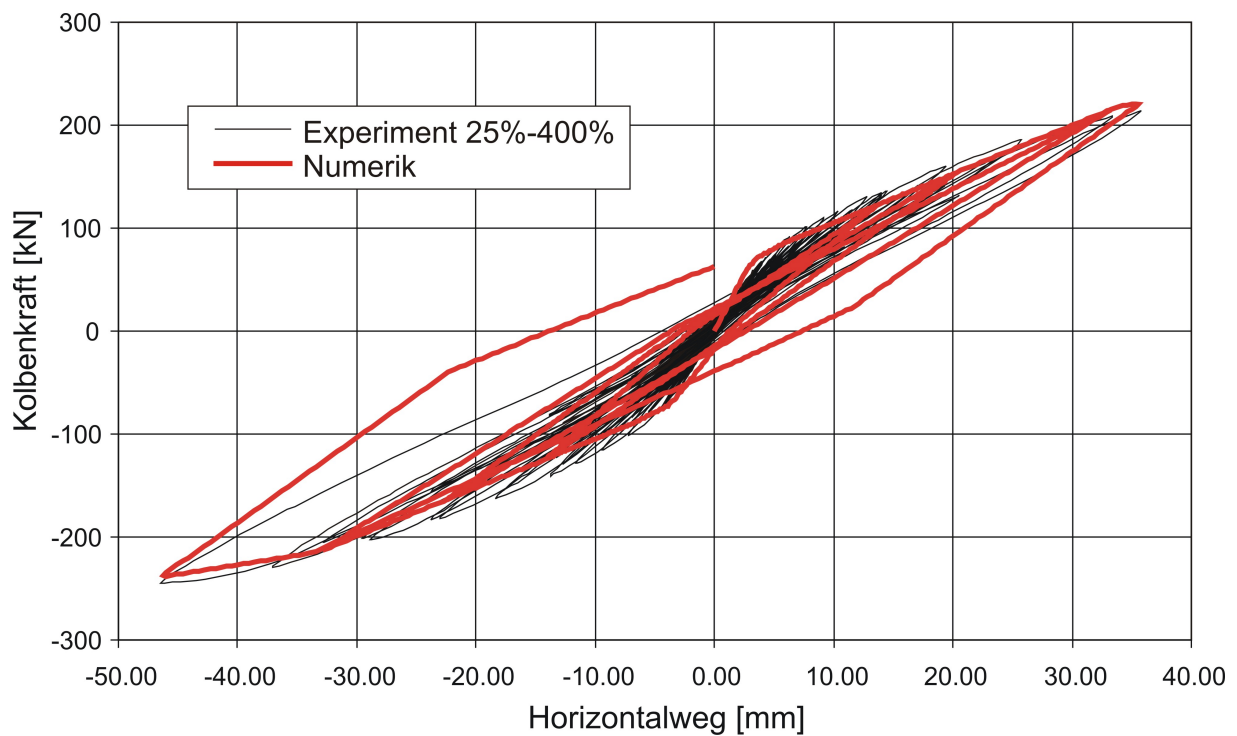


Abbildung 5.22: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse für die Skalierungsstufe 400%

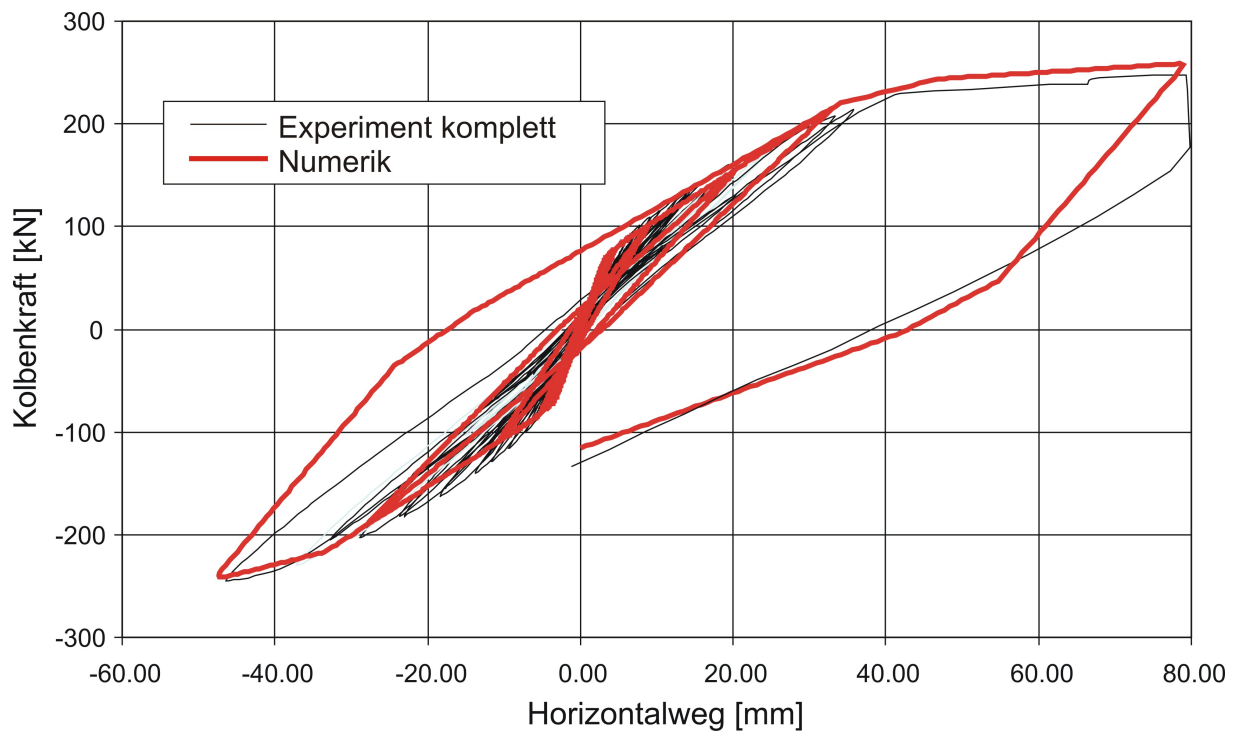


Abbildung 5.23: Vergleich der experimentellen und numerischen Ergebnisse für den manuellen Versuchslauf

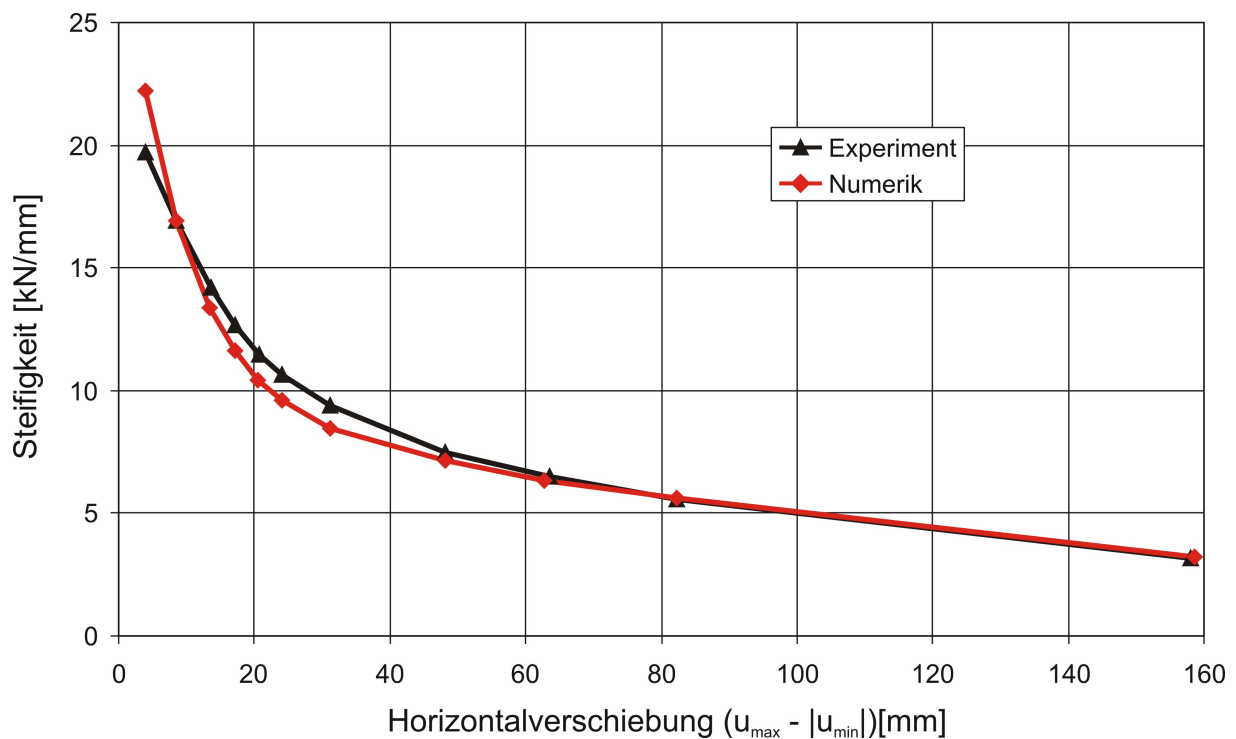


Abbildung 5.24: Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Steifigkeiten jedes Versuchslaufs

Tabelle 5.3: Steifigkeiten entsprechend des jeweiligen Versuchslaufes

| Versuchslauf | Spitzenpunkt 1 | | Spitzenpunkt 2 | | Steifigkeit [kN/mm] |
|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------------|
| | u_{min} [mm] | F_{min} [kN] | u_{max} [mm] | F_{max} [kN] | |
| 25% | -2,01 | -44,61 | 1,87 | 41,54 | 22,2 |
| 50% | -4,54 | -75,38 | 3,95 | 68,34 | 16,9 |
| 75% | -7,13 | -91,40 | 6,27 | 88,13 | 13,4 |
| 100% | -9,38 | -103,43 | 7,77 | 96,20 | 11,6 |
| 125% | -11,5 | -112,37 | 9,05 | 101,95 | 10,4 |
| 150% | -13,7 | -123,54 | 10,3 | 107,15 | 9,6 |
| 200% | -18,4 | -144,60 | 12,80 | 119,24 | 8,5 |
| 300% | -28,8 | -194,47 | 19,3 | 149,86 | 7,2 |
| 350% | -37,0 | -217,11 | 25,8 | 181,17 | 6,3 |
| 400% | -46,5 | -239,61 | 35,7 | 221,77 | 5,6 |
| manuell | -79,3 | -254,13 | 79,30 | 254,13 | 3,2 |

des manuell gesteuerten Versuchslaufs sowie der plastischen Dehnungen bei der Nachrechnung des Versuchslaufs mit der Skalierungsstufe 400 %. Das geforderte Ziel, mit dem Stabelement das globale Last-Verformungs-Verhalten des Stahlbetonrahmens darzustellen, konnte gezeigt werden. Es ist somit festzustellen, dass mit den getroffenen Annahmen in den obigen Kapiteln ein Stabelement programmiert wurde, das eine sehr gute Ausgewogenheit zwischen der geforderten Einfachheit und Genauigkeit in sich vereint. Des Weiteren bietet dieses Stabelement den großen Vorteil, dass zusätzliche Effekte, welche das Last-Verformungs-Verhalten beeinflussen, durch einfache Addition weiterer Flexibilitäten berücksichtigt werden können.

5.6.1 Einfluss der Betonfestigkeit und des Bewehrungsgrades

Im folgenden Kapitel soll der Einfluss der Betonfestigkeit sowie des Bewehrungsgrades auf das zyklische nichtlineare Last-Verformungs-Verhalten eines Stahlbetonrahmens untersucht und bewertet werden. Sämtliche geometrische und materielle Daten des in dieser Studie zu Grunde gelegten Stahlbetonrahmens, abgesehen von den zu untersuchenden Parametern, entsprechen denen des im vorherigen Kapitel nachgerechneten Rahmens von Stempniewski und Wallner [146]. Im Mittelpunkt dieser Parameterstudien standen die Einflüsse auf die Steifigkeitsverläufe sowie auf die maximalen Festigkeiten der individuellen Versuchsläufe. Die Auswertung der Steifigkeiten erfolgte entsprechend des in Abbildung 5.24 dargestellten Prinzips, wonach die mittleren Steifigkeiten jedes Versuchslaufs ermittelt und anschließend miteinander verbunden wurden. Dadurch ergab sich eine Schar mehrere Steifigkeitsverläufe, wodurch ein direkter Vergleich infolge unterschiedlicher Parameterwerte ermöglicht wurde. Hinsichtlich der maximalen Festigkeit erfolgte die Auswertung tabellarisch. Abschließend wurden die Last-Verformungs-Kurven für den letzten Versuchslauf, welcher bis zum Versagen der Struktur gefahren wurde, gegenübergestellt, wodurch der Einfluss des untersuchten Parameters bei großen Horizontalauslenkungen dargelegt werden konnte.

Als erster Parameter wurde die Betonfestigkeit untersucht. Als Referenzmodell diente das zur Nachrechnung des pseudodynamisch getesteten Rahmens von Stempniewski und Wallner [146]. Insofern die Betonfestigkeit in direktem Bezug zur Biegezugfestigkeit und dem E-Modul des Betons steht, wurde von einer Variation nur der Betonfestigkeit unter konstanter Biegezugfestigkeit und

konstantem E-Modul abgesehen. Aus diesem Grund erfolgt die Studie unter Ansatz vier verschiedener Betonfestigkeitsklassen C20/25, C30/37, C40/50 und C50/60, wobei die Werte für die Druckfestigkeit und des E-Moduls entsprechend der DIN 1045-1 [30] entnommen wurden. Insofern in der DIN 1045-1 keine Angaben zur Biegezugfestigkeit enthalten sind, wurde in Anlehnung an Heft 525 [25] angenommen, dass der erste Riss nicht mit Überschreiten der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ sondern mit Überschreiten der mittleren Zugfestigkeit f_{ctm} eintritt. In Tabelle 5.4 sind alle Daten zusammengefasst, wie sie dem Stabelement zugewiesen wurden.

Tabelle 5.4: Eingangsparameter der Stabelemente der entsprechenden Betonfestigkeitsklassen

| Betonfestigkeitsklasse | C20/25 | C30/37 | C40/50 | C50/60 |
|---|----------------|--------|--------|--------|
| Längsbewehrung Stütze | 4 Ø 16 | | | |
| Längsbewehrung Riegel | 4 Ø 16 (oben) | | | |
| Längsbewehrung Riegel | 4 Ø 14 (unten) | | | |
| Druckfestigkeit Beton f_{ck} [MN/m ²] | 20,0 | 30,0 | 40,0 | 50,0 |
| Zugfestigkeit Beton f_{ctm} [MN/m ²] | 2,20 | 2,90 | 3,50 | 4,10 |
| E-Modul Beton E_b [MN/m ²] | 28800 | 31900 | 34500 | 36800 |

In Abbildung 5.25 sind die Steifigkeitsverläufe entsprechend der jeweiligen Betonfestigkeitsklasse mit der Steifigkeitskurve aus Abbildung 5.24 überlagert, bei der die materiellen Eigenschaften des Experiments nach Stempniewski und Wallner [146] gemäß Tabelle 5.2 zu Grunde gelegt sind. Es ist zu erkennen, dass alle Steifigkeitskurven sehr nah beieinander liegen. Dies war allerdings auch so zu erwarten, insofern für die Steifigkeit der Stahlbetonrahmenbauteile im Zustand II, d.h. nach Überschreiten des Rissmomentes M_{cr} und vor Überschreiten des Fließmomentes M_y , der Bewehrungsstahl maßgebend ist und die Betondruckzone nur untergeordneten Einfluss hat (vgl. hierzu Kapitel 2.2). Lediglich bei sehr kleinen Horizontalauslenkungen, bei denen die Struktur noch im Zustand I ist, sind etwas größere Unterschiede zu erkennen. Die Ursache liegt darin, dass in diesem Bereich das Rissmoment M_{cr} noch nicht überschritten wurde und somit der E-Modul des Betons direkten Einfluss auf die Steifigkeit der Stahlbetonrahmenbauteile hat. Insofern bei den Betonfestigkeitsklassen C40/50 und C50/60 größere E-Moduln vorhanden sind wie es beim Referenzversuch der Fall ist, ergeben sich folglich in diesen Bereichen auch größere Steifigkeiten. Nachdem das Rissmoment überschritten ist, verläuft die Steifigkeitskurve entsprechend der Betonfestigkeitsklasse C40/50 nahezu

identisch mit derer des Referenzversuchs. Die Ursache hierfür liegt darin, dass beiden Modellen nahezu die gleiche Betondruckfestigkeit zu Grunde liegt und folglich bei der Momenten-Krümmungs-Beziehung im Zustand II fast identische Steifigkeiten aufweisen.

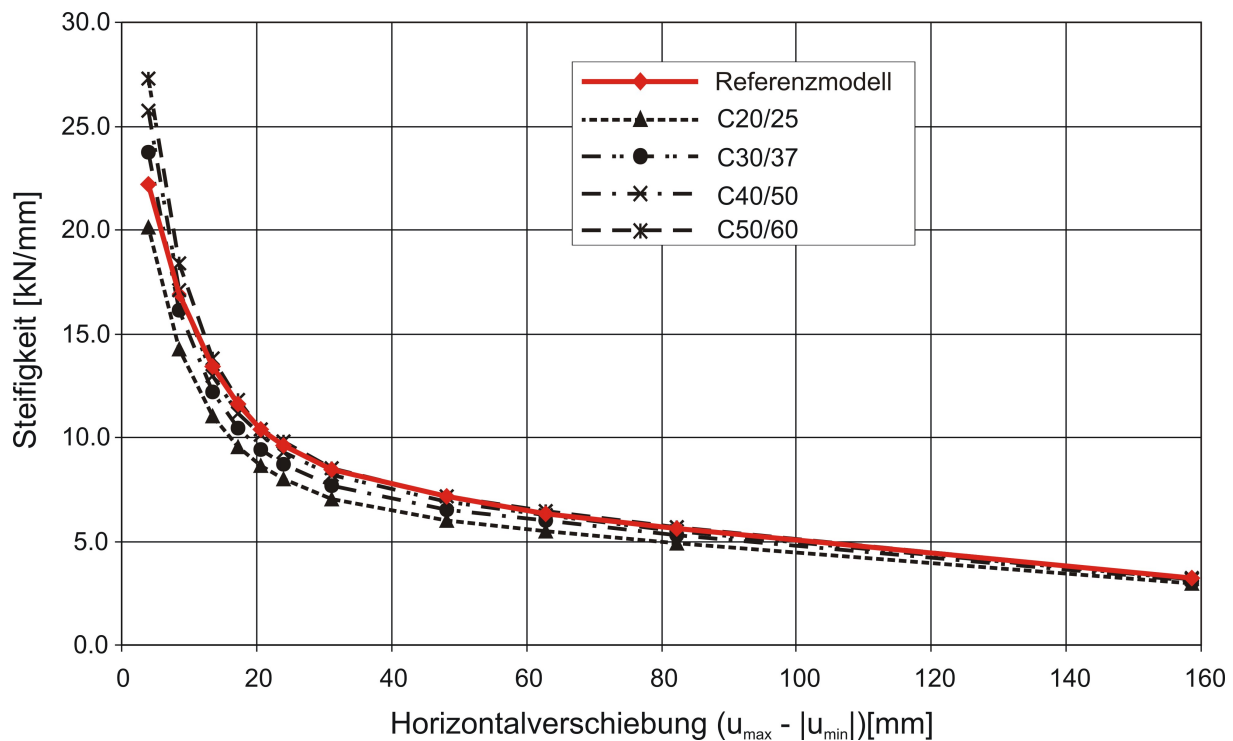


Abbildung 5.25: Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf die Steifigkeit

In der Tabelle 5.5 sind die Steifigkeiten sowie die ermittelten Festigkeiten in positiver und negativer Richtung der entsprechenden Versuchsläufe und Betonfestigkeitsklassen dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die prozentualen Abweichungen bei den Festigkeiten sowie der Steifigkeiten mit höher werdender Betonfestigkeitsklasse kleiner werden. Lediglich bei dem Versuchslauf 25% sind noch größere Abweichungen festzustellen, die auf den bereits oben angegebenen Einfluss des Beton-E-Moduls im ungerissenen Zustand zurück zu führen sind. Es bleibt jedoch auch nach einem Vergleich der Festigkeiten festzuhalten, dass die Diskrepanz durch veränderte Betonfestigkeitsklassen und somit der Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten eher gering ist.

Tabelle 5.5: Steifigkeiten und maximale Festigkeiten im Vergleich zum Referenzmodell bei unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen

| Versuchslauf | Festigkeit | | | | Steifigkeit | |
|-----------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|----------------|
| | F_{min} [kN] | Abweichung [%] | F_{max} [kN] | Abweichung [%] | [kN/mm] | Abweichung [%] |
| Referenzmodell | | | | | | |
| 25% | -44,61 | | 41,54 | | 22,2 | |
| 50% | -75,38 | | 68,34 | | 16,9 | |
| 75% | -91,40 | | 88,13 | | 13,4 | |
| 100% | -103,43 | | 96,20 | | 11,6 | |
| 125% | -112,37 | | 101,95 | | 10,4 | |
| 150% | -123,54 | | 107,15 | | 9,6 | |
| 200% | -144,60 | | 119,24 | | 8,5 | |
| 300% | -194,47 | | 149,86 | | 7,2 | |
| 350% | -217,11 | | 181,17 | | 6,3 | |
| 400% | -239,61 | | 221,77 | | 5,6 | |
| manuell | -254,13 | | 254,13 | | 3,2 | |
| C20/25 | | | | | | |
| 25% | -40,15 | 10,0 | 38,46 | 7,4 | 20,3 | 8,8 |
| 50% | -61,85 | 17,9 | 60,12 | 12,0 | 14,4 | 15,1 |
| 75% | -73,22 | 19,9 | 71,84 | 18,5 | 10,8 | 19,2 |
| 100% | -85,46 | 17,4 | 78,85 | 18,0 | 9,6 | 17,7 |
| 125% | -93,81 | 16,5 | 84,28 | 17,3 | 8,7 | 16,9 |
| 150% | -103,17 | 16,5 | 89,22 | 16,7 | 8,0 | 16,6 |
| 200% | -119,82 | 17,1 | 99,26 | 16,8 | 7,0 | 17,0 |
| 300% | -163,20 | 16,1 | 125,92 | 16,0 | 6,0 | 16,0 |
| 350% | -192,88 | 11,2 | 152,42 | 15,9 | 5,5 | 13,3 |
| 400% | -213,38 | 10,9 | 191,61 | 13,6 | 4,9 | 12,2 |
| manuell | -249,33 | 1,9 | 249,33 | 1,9 | 3,1 | 1,9 |
| C30/37 | | | | | | |
| 25% | -47,26 | -6,0 | 45,65 | -10,0 | 23,9 | -7,91 |
| 50% | -69,55 | 7,7 | 68,15 | 0,3 | 16,2 | 4,19 |
| 75% | -83,21 | 8,9 | 80,54 | 8,6 | 12,2 | 8,77 |
| 100% | -93,71 | 9,4 | 86,67 | 9,9 | 10,5 | 9,62 |
| 125% | -102,33 | 8,6 | 92,21 | 9,6 | 9,5 | 9,09 |
| 150% | -112,54 | 8,5 | 97,84 | 8,6 | 8,8 | 8,53 |
| 200% | -131,75 | 8,9 | 109,84 | 7,9 | 7,7 | 8,43 |
| 300% | -177,11 | 8,9 | 137,84 | 8,0 | 6,5 | 8,53 |
| 350% | -209,04 | 3,7 | 166,37 | 8,2 | 6,0 | 5,74 |

| Versuchslauf | Festigkeit | | | | Steifigkeit | |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|----------------|
| | F_{min} [kN] | Abweichung [%] | F_{max} [kN] | Abweichung [%] | [kN/mm] | Abweichung [%] |
| 400% | -226,09 | 5,6 | 211,54 | 4,6 | 5,3 | 5,15 |
| manuell | -255,67 | -0,5 | 255,67 | -0,5 | 3,2 | -0,49 |
| C40/50 | | | | | | |
| 25% | -52,54 | -17,8 | 48,51 | -16,9 | 26,0 | -17,36 |
| 50% | -74,65 | 1,0 | 71,61 | -4,8 | 17,2 | -1,77 |
| 75% | -89,12 | 2,5 | 85,16 | 3,3 | 13,0 | 2,91 |
| 100% | -99,54 | 3,8 | 92,54 | 3,8 | 11,2 | 3,76 |
| 125% | -109,81 | 2,0 | 99,54 | 2,4 | 10,2 | 2,17 |
| 150% | -119,41 | 2,9 | 104,51 | 2,3 | 9,3 | 2,64 |
| 200% | -140,65 | 2,7 | 166,05 | 2,7 | 8,2 | 2,7 |
| 300% | -188,62 | 3,0 | 145,99 | 2,6 | 7,0 | 2,8 |
| 350% | -214,89 | 1,0 | 177,18 | 2,2 | 6,2 | 1,6 |
| 400% | -235,59 | 1,7 | 218,43 | 1,5 | 5,5 | 1,6 |
| manuell | -260,17 | -2,4 | 260,17 | -2,4 | 3,3 | -2,4 |
| C50/60 | | | | | | |
| 25% | -55,15 | -23,7 | 51,35 | -23,7 | 27,4 | -23,7 |
| 50% | -79,51 | -5,5 | 77,15 | -12,9 | 18,5 | -9,0 |
| 75% | -94,26 | -3,1 | 91,55 | -3,9 | 13,9 | -3,5 |
| 100% | -105,18 | -1,7 | 97,15 | -1,0 | 11,8 | -1,4 |
| 125% | -112,54 | -0,5 | 101,84 | 0,2 | 10,4 | -0,2 |
| 150% | -126,49 | -2,8 | 110,21 | -3,0 | 9,9 | -2,9 |
| 200% | -147,08 | -1,7 | 119,34 | -0,1 | 8,5 | -1,0 |
| 300% | -194,64 | -0,1 | 152,37 | -1,7 | 7,2 | -0,8 |
| 350% | -220,15 | -1,4 | 184,92 | -2,1 | 6,5 | -1,7 |
| 400% | -243,54 | -1,6 | 225,84 | -1,8 | 5,7 | -1,7 |
| manuell | -262,49 | -3,3 | 262,49 | -3,3 | 3,3 | -3,3 |

In Abbildung 5.26 sind die Last-Verformungs-Kurven der numerischen Berechnungen gemäß des manuell gefahrenen Versuchslaufs dargestellt, bei dem die Struktur bis zum Versagen ausgelenkt wurde. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wegen wurde neben der Kurve des Referenzmodells lediglich die Kurve für das Modell unter Ansatz sowohl der Betonfestigkeitsklasse C20/25 als auch C50/60 aufgeführt. Wie bereits oben dargelegt wurde, ist der Einfluss unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen eher gering. Dies zeigt sich durch die eng beieinander liegenden Kurven. Kleine Unterschiede sind bzgl. der Steigung der Kurven zwischen dem ersten und zweiten Knickpunkt zu erkennen, wobei durch eine höhere Betondruckfestigkeit eine größere Steigung

resultiert. Die Ursache hierfür liegt darin, dass mit größerer Betondruckfestigkeit die Stauchungen in der Betondruckzone zum Zeitpunkt des Stahlfließens verringert und dadurch die Fließkrümmung κ_y reduziert wird. Folglich werden die Steifigkeiten im Zustand II des Stahlbetonbauteils größer. Es zeigt sich zudem, dass mit der Betonfestigkeitsklasse C50/60 etwas größere plastische Dehnungen in negativer Richtung und bei einer Auslenkung von ca. 33 mm in positiver Richtung entstehen. Der Grund hierfür liegt darin, dass zu diesen Zeitpunkten an der Stützeinspannung bereits das Fließmoment M_y überschritten wurde und entsprechend der definierten Hystereseregeln größere plastische Dehnungen entstehen. Bei maximaler Auslenkung in positiver Richtung, bei der alle drei Modelle das Fließmoment überschritten haben, entstehen nahezu die gleichen plastischen Dehnungen.

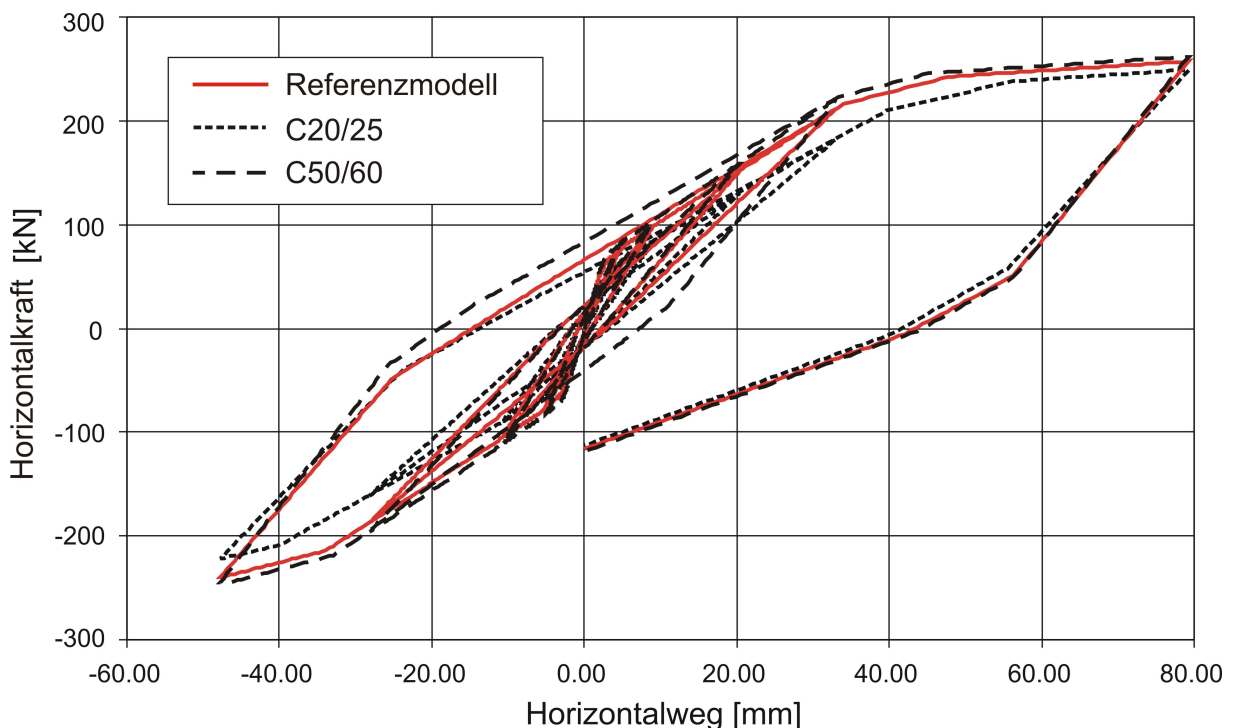


Abbildung 5.26: Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf das Last-Verformungs-Verhalten des Stahlbetonrahmens

Wie bereits oben erwähnt wurde, ist der Bewehrungsstahl maßgebend für die Steifigkeit des Stahlbetonrahmenbauteils im Zustand II. Aus diesem Grund wurde als weiterer Parameter die Bewehrungsmenge und somit der Bewehrungsgrad variiert. Es wurde an dieser Stelle eine symmetrische Bewehrungsanordnung in Stützen und Riegel angenommen und dem Modell wurden die Betoneigenschaften der Betonfestigkeitsklasse C40/50 zugewiesen. Die

Bewehrungsanordnung und Bewehrungsmenge in Stützen und Riegel wurde bei den folgenden Berechnungen als identisch vorausgesetzt, wobei wahlweise auf jeder Seite des Bauteils eine Längsbewehrung von 4 \varnothing 12, 4 \varnothing 16 oder 4 \varnothing 25 eingelegt wurde. Sämtliche dem Stabelement zugewiesenen Materialeigenschaften können der Tabelle 5.6 entnommen werden.

Tabelle 5.6: Eingangsparameter der Stabelemente infolge unterschiedlicher Bewehrungsgrade

| | | | |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|
| Druckfestigkeit Beton f_{ck} [MN/m ²] | 40,0 | | |
| Zugfestigkeit Beton f_{ctm} [MN/m ²] | 3,50 | | |
| E-Modul Beton E_b [MN/m ²] | 34500 | | |
| Längsbewehrung Stütze | 4 \varnothing 16 | 4 \varnothing 12 | 4 \varnothing 25 |
| Längsbewehrung Riegel | 4 \varnothing 16 | 4 \varnothing 12 | 4 \varnothing 25 |

In Abbildung 5.27 sind die Steifigkeitskurven der drei Modelle gegenübergestellt. Wie zu erwarten war, zeigt sich eine sehr viel größere Diskrepanz zwischen den drei Kurven. Durch eine größere Längsbewehrung bzw. größeren Bewehrungsgrad wird der Kraftanteil in der Druckbewehrung gegenüber dem der Betondruckzone erhöht, wodurch das Dehnungsvermögen des Betonstahls stärker ausgenutzt wird. Im Vergleich hierzu wird bei kleinen Bewehrungsgraden der Kraftanteil in der Druckbewehrung geringen und die Momenten-Krümmungs-Beziehung des Querschnitts hauptsächlich vom Beton beeinflusst. Die Ausnutzung des Dehnungsvermögens des Betonstahls ist in diesem Fall geringer.

Die infolge verschiedener Bewehrungsgrade eintretenden großen Unterschiede bei den Steifigkeiten sowie der Festigkeiten können zahlenmäßig auch der Tabelle 5.7 entnommen werden. Ausgehend vom Referenzmodell, bei dem eine Bewehrung je Seite des Bauteils von 4 \varnothing 16 eingelegt ist, weicht die Steifigkeit bei maximaler Auslenkung bei einer Bewehrung von 4 \varnothing 12 um 31,3 % und bei einer Bewehrung von 4 \varnothing 25 sogar um 82,6 % ab. Insofern die Steifigkeiten als mittlere Steifigkeiten über die maximal erreichten Festigkeiten in Abhängigkeit der gesamten Horizontalauslenkung aus negativer und positiver Lastrichtung ermittelt werden, liegen die Abweichungen bei der Festigkeit in etwa im gleichen Bereich. Bei maximaler Auslenkung sind die Abweichungen bei der Festigkeit äquivalent derer der Steifigkeiten, insofern die vereinfachte Annahme getroffen wurde, dass in positiver und negativer Richtung identische Festigkeiten bei identischen Auslenkungen eintreten (siehe hierzu Kapitel 5.6).

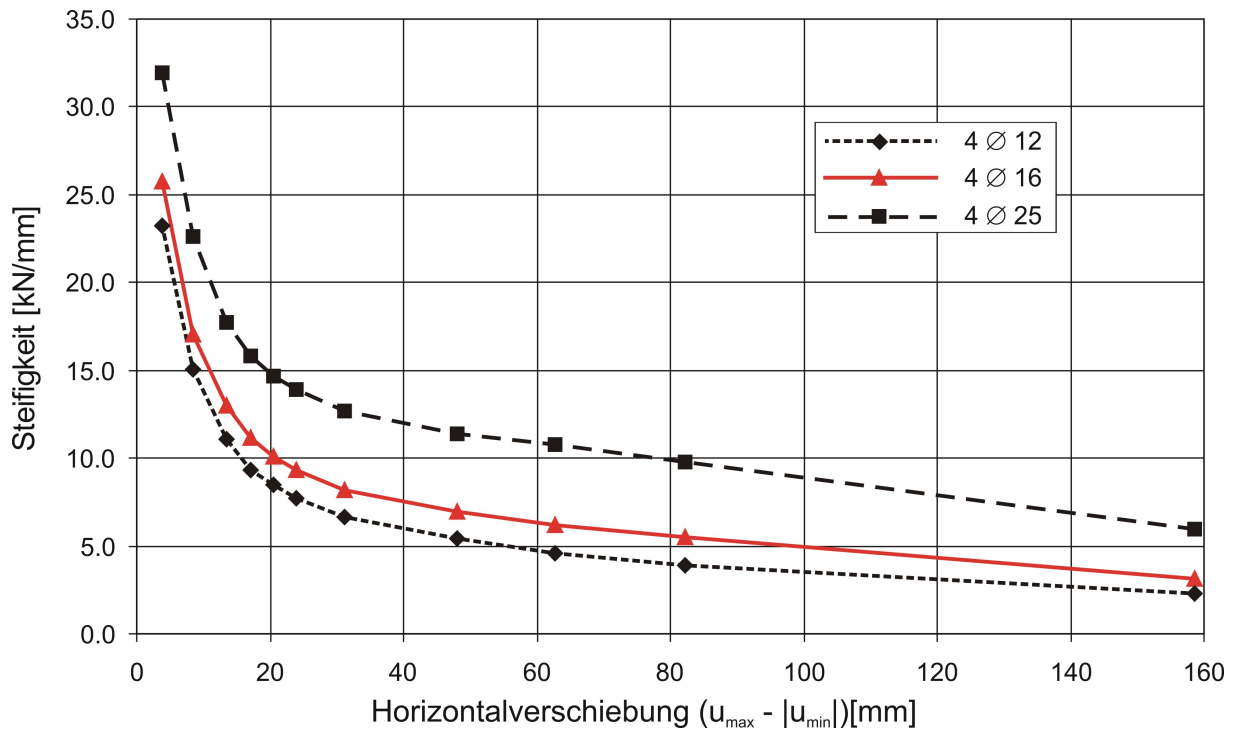


Abbildung 5.27: Einfluss der Bewehrungsmenge auf die Steifigkeit unter Ansatz einer Betonfestigkeitsklasse C40/50

In Abbildung 5.28 sind die Last-Verformungs-Kurven bei maximaler Horizontalauslenkung für die drei Bewehrungsgrade aufgezeichnet. Hier wird insbesondere der Einfluss des Bewehrungsgrades auf die resultierenden Festigkeiten deutlich. Während bei einer Bewehrung von 4 Ø 25 eine maximale Festigkeit von 475,92 kN erreicht wird, sind es bei einer Bewehrung von 4 Ø 12 lediglich noch 179,07 kN. Dies entspricht einer Differenz von über 265 %. Wie bereits oben angegeben wurde, resultieren diese großen Unterschiede aus dem Grund, insofern bei einem größeren Bewehrungsgrad der Kraftanteil in der Druckbewehrung gegenüber dem der Betondruckzone erhöht wird. Dadurch kann bei gleicher Krümmung ein deutlich größeres Moment aufgenommen werden.

Tabelle 5.7: Steifigkeiten und maximale Festigkeiten bei verschiedenen Bewehrungsgraden

| Versuchslauf | Festigkeit | | | | Steifigkeit | |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|----------------|
| | F_{min} [kN] | Abweichung [%] | F_{max} [kN] | Abweichung [%] | [kN/mm] | Abweichung [%] |
| 4 Ø 16 | | | | | | |
| 25% | -52,34 | | 48,05 | | 25,9 | |

| Versuchslauf | Festigkeit | | | | Steifigkeit | |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|----------------|
| | F_{min} [kN] | Abweichung [%] | F_{max} [kN] | Abweichung [%] | [kN/mm] | Abweichung [%] |
| 50% | -74,56 | | 71,18 | | 17,2 | |
| 75% | -89,19 | | 85,54 | | 13,0 | |
| 100% | -99,10 | | 92,54 | | 11,2 | |
| 125% | -109,14 | | 99,15 | | 10,1 | |
| 150% | -118,15 | | 104,24 | | 9,3 | |
| 200% | -140,54 | | 116,19 | | 8,2 | |
| 300% | -188,22 | | 145,43 | | 6,9 | |
| 350% | -214,46 | | 177,54 | | 6,2 | |
| 400% | -235,10 | | 218,46 | | 5,5 | |
| manuell | -260,65 | | 260,65 | | 3,3 | |
| 4 Ø 12 | | | | | | |
| 25% | -47,16 | 9,9 | 43,01 | 10,5 | 23,2 | 10,2 |
| 50% | -65,58 | 12,0 | 63,15 | 11,3 | 15,2 | 11,7 |
| 75% | -76,55 | 14,2 | 72,81 | 14,9 | 11,1 | 14,5 |
| 100% | -83,11 | 16,8 | 77,64 | 16,1 | 9,4 | 16,5 |
| 125% | -91,46 | 16,2 | 84,84 | 14,4 | 8,6 | 15,4 |
| 150% | -97,44 | 17,5 | 88,19 | 15,4 | 7,7 | 16,5 |
| 200% | -111,27 | 20,8 | 96,27 | 17,1 | 6,7 | 19,2 |
| 300% | -145,64 | 22,6 | 116,24 | 20,1 | 5,4 | 21,5 |
| 350% | -150,91 | 29,6 | 137,15 | 22,7 | 4,6 | 26,5 |
| 400% | -164,01 | 30,2 | 158,48 | 27,5 | 3,9 | 28,9 |
| manuell | -179,07 | 31,3 | 179,07 | 31,3 | 2,3 | 31,3 |
| 4 Ø 25 | | | | | | |
| 25% | -64,05 | -22,4 | 60,12 | -25,1 | 32,0 | -23,7 |
| 50% | -99,15 | -33,0 | 93,51 | -31,4 | 22,7 | -32,2 |
| 75% | -123,57 | -38,5 | 115,88 | -35,5 | 17,9 | -37,0 |
| 100% | -143,28 | -43,4 | 128,81 | -39,2 | 15,9 | -41,4 |
| 125% | -162,46 | -48,9 | 140,91 | -42,1 | 14,8 | -45,6 |
| 150% | -182,08 | -54,1 | 152,64 | -46,4 | 13,9 | -50,5 |
| 200% | -223,91 | -59,3 | 173,54 | -49,4 | 12,7 | -54,8 |
| 300% | -317,15 | -68,5 | 231,05 | -58,9 | 11,4 | -64,3 |
| 350% | -388,15 | -81,0 | 290,15 | -63,4 | 10,8 | -73,0 |
| 400% | -427,54 | -81,9 | 379,51 | -73,7 | 9,8 | -77,9 |
| manuell | -475,92 | -82,6 | 475,92 | -82,6 | 6,0 | -82,6 |

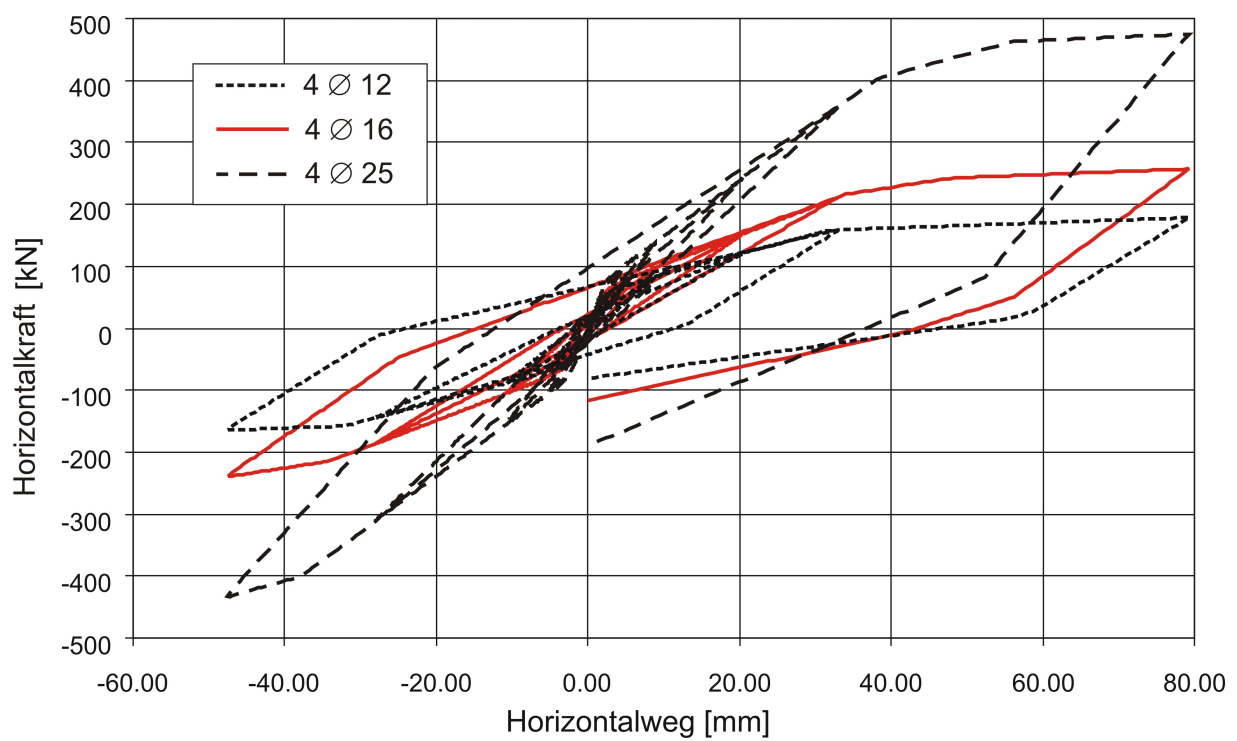


Abbildung 5.28: Einfluss des Bewehrungsgrades auf das Last-Verformungs-Verhalten des Stahlbetonrahmens

6 Vorgeschlagenes Modell für die Mauerwerksausfachung

6.1 Einleitung

In diesem Kapitel wird ein Modell vorgestellt, welches die grundlegenden mechanischen Zusammenhänge und deren Einflüsse auf das zyklische Tragverhalten der Mauerwerksausfachung abbildet. Zum einen soll das Modell im Stande sein, das nichtlineare Tragverhalten der Mauerwerksausfachung unter zyklischer Belastung klar darzustellen. Zum anderen muss mit diesem Modell nicht nur der einzelne mauerwerksausgefachte Stahlbetonrahmen, sondern auch gesamte Gebäudestrukturen in praktikablem Zeitaufwand effektiv und effizient untersucht werden können. In Anbetracht dieser Bedingungen und nach einer eingehenden Studie der vorhandenen Materialgesetze für die Mauerwerksausfachung wurde deutlich, dass mit dem Konzept der äquivalenten diagonalen Druckstrebe die besten Ergebnisse erzielt werden können. Für die Abbildung des zyklischen Tragverhaltens bediente man sich verschiedener analytischer Ansätze aus der Literatur und kombinierte diese miteinander. Hierbei war es wichtig, dass die möglichen Versagensformen in der Ausfachung berücksichtigt werden können. Letztlich war für die Wahl des endgültigen Hysterese Modells ausschlaggebend, einen angemessenen Kompromiss zwischen möglichst wenigen erforderlichen Einflussparametern und bestmöglicher Qualität bei der Abbildung der experimentellen Ergebnisse zu erhalten. Insofern die Zugfestigkeit des Mauerwerks vernachlässigbar klein ist, wurde der diagonalen Strebe keine Zugfestigkeit zugewiesen. Aus diesem Grund wurden Streben in jede Diagonalrichtung angesetzt, um dennoch den Widerstand der Ausfachung infolge positiver und negativer Lastrichtung darzustellen.

Im Folgenden werden zunächst die Methoden zur Ermittlung der Druckstrebenbreite w und der Druckfestigkeit F_d der Diagonalstrebe dargelegt. Anschließend erfolgt ein umfassender Überblick über die angewandten Verfahren und Gleichungen, welche für die Darstellung der Erstbelastungskurve sowie der Ent- und Wiederbelastungskurve angesetzt wurden. Der Einfluss der Spannungs-

Dehnungs-Historie auf die Festigkeits- und Steifigkeitsminderung kann damit ebenso berücksichtigt werden, wie die Auswirkungen möglicher Versagensformen in der Mauerwerksausfachung. Die Anwendbarkeit des numerischen Modells wird abschließend durch die Verifizierung an eigenen Versuchen sowie an experimentellen Daten aus der Literatur dargelegt.

6.2 Eigenschaften der äquivalenten Strebe

In Abbildung 6.1 ist das äquivalente Strebenmodell schematisch dargestellt. Demnach definiert sich die Länge der Strebe d_m über die Länge der Schnittpunkte zwischen den Mittellinien von Stütze und Riegel. Dieser Ansatz wurde deshalb so gewählt, weil bei der Modellierung des Rahmens die Lage der Stabelemente durch die Mittellinien der Rahmenbauteile vorgegeben ist. Im Fall der Einspannung in den Fundamentbalken wurde der Knotenpunkt um die Hälfte der Querschnittshöhe der Stütze nach unten abgesetzt. Die Dicke t der Strebe kann direkt von den zu Grunde gelegten Mauerwerksbestandteilen abgeleitet werden.

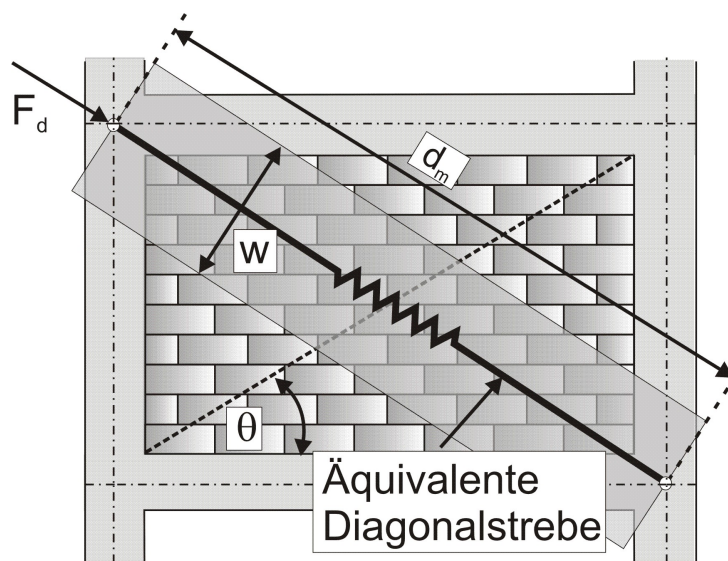


Abbildung 6.1: Konzept der äquivalenten Diagonalstrebe

Die Druckstrebenbreite w lässt sich hingegen nicht direkt aus den gegebenen Verhältnissen entnehmen. Die Literatur präsentiert hierfür eine große Anzahl unterschiedlichster Methoden zur Berechnung der Druckstrebenbreite (Kapitel 4.3.1). Holmes [67] sowie Paulay und Priestley [115] schlugen sehr einfache Gleichungen vor, indem sie die Breite der Strebe zu $1/3$ bzw. $1/4$

der Diagonalenlänge definierten. Anhand einer Vielzahl von Versuchen an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen wurde jedoch festgestellt, dass die Druckstrebenbreite eindeutig von der relativen Steifigkeit des Rahmens und der Ausfachung abhängt (Stafford Smith [142], Liauw und Kwan [82], Mainstone [87]). Stafford Smith und Carter [143], [141] definierten aus diesem Grund in den 1960er Jahren einen dimensionslosen Parameter λ , womit die relative Steifigkeit des Rahmens in Bezug zur relativen Steifigkeit der Ausfachung gesetzt wird. Wissenschaftler wie Mainstone [87], Mosalam [99] und Hendry [64] nahmen sich diesem dimensionslosen Parameter an und entwickelten auf Grundlage dessen vereinfachte Methoden zur Ermittlung der Druckstrebenbreite w . Insbesondere die Methode von Mainstone wurde anschließend von vielen Wissenschaftlern für die Formulierung des äquivalenten Strebenmodells unverändert übernommen (Klingner und Bertero [76], [75], Kodur [77]). Vergleiche mit experimentellen Resultaten zeigten durchweg eine gute Übereinstimmung. Demgegenüber finden sich in der Literatur viele Arbeiten, welche in dem Stafford Smith Modell deutliche Ungenauigkeiten sahen. So zeigten sowohl Mehrabi und seine Mitautoren [94], [93] als auch Thomas und Klingner (wie erwähnt in Shing und Mehrabi [138]), dass mit dem Modell von Stafford Smith bei Verwendung der Biegesteifigkeit des ungerissenen Stahlbetonquerschnitts die laterale Steifigkeit des ausgefachten Rahmens um den Faktor Zwei unterbewertet wird. Dahingegen berichtet Mosalam [99] von einer Überbewertung der lateralen Steifigkeit infolge des Modells von Stafford Smith und führt dies darauf zurück, insofern Stafford Smith den Einfluss des Gleitschlupfes entlang der Kontaktfläche unberücksichtigt ließ. Angel [5] gibt an, dass unter Anwendung des Modells von Stafford Smith die Steifigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe sogar um den Faktor Zwei überbewertet wird.

Wie den obigen Ausführungen entnommen werden kann, unterscheiden sich die Methoden zur Ermittlung der Druckstrebenbreite w teilweise erheblich, was oft zu großen Ungenauigkeiten bei Vergleichen zwischen experimenteller und analytischer Resultaten führt. Die Ursache liegt in der Regel darin begründet, dass sich Wissenschaftler einer bestehenden Methode annahmen, welche empirisch auf der Grundlage definierter materieller und geometrischer Randbedingungen ermittelt wurde, und mit eigenen experimentellen Resultaten verglichen. Die eigenen Resultate jedoch basieren auf teilweise völlig anderen materiellen und geometrischen Randbedingungen. Im Rahmen der Studie von Beihofler [13], welche am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, durchgeführt wurde, sind mehrere Methoden zur Ermittlung der Druckstrebenbreite w anhand einer ausführlichen FE-Studie untersucht

worden. Dem numerischen Modell wurden materielle und geometrische Randbedingungen zu Grunde gelegt, die nahezu denen der vorliegenden Arbeit entsprechen. Die Auswertung dieser Studie bestätigte die große Diskrepanz in den Ergebnissen zwischen den verschiedenen Methoden. Es zeigte sich, dass mit der Methode von Mainstone die Druckstrebenbreite deutlich unterbewertet wurde. Mit den Methoden von Liauw und Kwan [82], Holmes [67] sowie Paulay und Priestley [115] wurde die Druckstrebenbreite teilweise stark überbewertet. Die beste Übereinstimmung wurde mit dem Verfahren nach Decanini und Fantin (erwähnt in Crisafulli [23]) erreicht.

Aus diesem Grund wurde in der vorliegenden Arbeit das Verfahren von Decanini und Fantin angewandt, bei dem die Druckstrebenbreite w in einen ungerissenen und einen gerissenen Zustand unterschieden wird (Gleichungen 6.1 und 6.2)

Ungerissener Zustand:

$$w = \left(\frac{0,748}{\lambda \cdot h_m} + 0,085 \right) \cdot d_m \quad \dots \quad \lambda \leq 7,85$$

$$w = \left(\frac{0,393}{\lambda \cdot h_m} + 0,130 \right) \cdot d_m \quad \dots \quad \lambda > 7,85$$
(6.1)

Gerissener Zustand:

$$w = \left(\frac{0,707}{\lambda \cdot h_m} + 0,010 \right) \cdot d_m \quad \dots \quad \lambda \leq 7,85$$

$$w = \left(\frac{0,470}{\lambda \cdot h_m} + 0,040 \right) \cdot d_m \quad \dots \quad \lambda > 7,85$$
(6.2)

Mit λ geht der dimensionslose Parameter nach Stafford Smith und Carter in die Gleichung ein.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E \cdot I \cdot h_m}}$$
(6.3)

Hierbei entspricht E_m und t dem E-Modul bzw. der Dicke des Mauerwerks. Die Höhe der Mauerwerksausfachung wird mit dem Parameter h_m berücksichtigt. Die Biegesteifigkeit der Stütze geht über EI in die Gleichung 6.3 ein.

Ein weiterer erforderlicher Eingangsparameter für das numerische Modell ist die seitlich Widerstandsfähigkeit der Mauerwerksausfachung bzw. die Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe F_d . In Kapitel 4.3.2 sind diesbezüglich mehrere Arbeiten und Methoden vorgestellt worden, womit dieser Parameter, hinsichtlich eines definierten Schadenszustandes, bestimmt werden kann. Flanagan und Bennett [55] z.B. präsentierten eine Gleichung, womit die Druckfestigkeit der Strebe zum Zeitpunkt des Druckversagens in der Ausfachungsecke berechnet werden kann. Žarnič und Gostič [158], [159], [160] hingegen berücksichtigten in ihrer Arbeit den Schadenszustand infolge eines Schubgleitens in der Lagerfuge. Das Versagen der Mauerwerksausfachung ist allerdings nicht das Resultat eines einzigen Schadenszustandes, sondern vielmehr eine Kombination mehrerer Schadenszustände. Wird ein ausgefachter Rahmen lateral ausgelenkt, werden sich in der Regel zuerst horizontale Risse im Mauerwerk einstellen. Das Versagen tritt letztlich entweder als Folge zusätzlicher Risse in horizontaler Richtung oder in Form eines Druckversagens in der Ausfachungsecke ein (Hendry [64]). Die maßgebliche Versagensart hängt dabei stark von der Steifigkeit der Rahmenstützen ab. Bei sehr biegeweichen Stützen wird vornehmlich ein Druckversagen der Ausfachungsecke eintreten, während bei steiferen Stützen die Ausfachung eher in Form eines Schubgleitens in der Lagerfuge eintritt (Stafford Smith und Carter [144]).

Andere Wissenschaftler präsentierten deshalb Methoden, womit mehrere Schadensformen berücksichtigt werden können. Die Formulierung ihrer Methoden erfolgte dabei meistens empirisch auf Grundlage experimenteller Resultate, wodurch ihre Anwendbarkeit auf die zu Grunde gelegten materiellen und geometrischen Eigenschaften der getesteten Strukturen stark eingeschränkt wird (Stafford Smith und Carter [143], [141], Mainstone [87], Saneinejad und Hobbs [124]). Eine Anwendung auf Strukturen mit veränderten Eigenschaften ist somit nicht uneingeschränkt möglich. Weil das primäre Ziel der vorliegenden Arbeit darin lag, ein Makro-Element zu entwickeln, welches auf unterschiedliche mauerwerksausgefachte Rahmenstrukturen anwendbar ist, wurden empirische Methoden zur Ermittlung der Druckfestigkeit nicht berücksichtigt.

In der vorliegenden Arbeit wird eine analytische Methode zur Ermittlung der Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe vorgestellt, womit die wesentlichsten Ziele und Voraussetzungen des Makro-Elements in angemessener Form berücksichtigt werden können. Zum einen soll die Methode unabhängig von definierten materiellen und geometrischen Randbedingungen sein und

sich somit auf unterschiedliche Strukturen anwenden lassen. Zum anderen soll die Ermittlung der Druckfestigkeit der Strebe unter Berücksichtigung sämtlicher möglicher Versagensformen des Mauerwerks erfolgen. Des Weiteren war zu beachten, dass die Strebe im Winkel θ zur Lagerfuge geneigt ist, wodurch die Definition der Druckfestigkeit in Abhängigkeit zum Winkel θ erforderlich wurde. Aus diesem Grund wird hier ein Ansatz von Decanini und Fantin verwendet (erwähnt in Crisafulli [23]), wonach sich die Druckfestigkeit der diagonalen Strebe gemäß Gleichung (6.4) berechnet.

$$F_d = w \cdot t \cdot f_d^* \quad (6.4)$$

Mit w findet die Druckstrebenbreite nach Gleichungen 6.1 und 6.2 ihre Berücksichtigung, t entspricht der Dicke der Mauerwerksausfachung und f_d^* ist eine fiktive Mauerwerksspannung infolge einer unter dem Winkel θ angreifenden Diagonalbelastung. Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass nur mit einer Gleichung die geforderte Einbeziehung sämtlicher Versagensformen gewährleistet ist.

Für die Ermittlung von f_d^* wird eine Methode von Crisafulli [23] angesetzt, der sich der Versagenskriterien von Mann und Müller [91],[100] bediente und diese leicht modifizierte. Er nahm an, dass die Normalspannungen σ_x am Einzelstein nicht stufenförmig, sondern vielmehr linear verteilt sind (Kapitel 2.6). Mit dieser Annahme formulieren sich die Bruchkriterien für das Versagen der Lagerfuge infolge Reibung, durch das Reißen der Steine und durch das Druckversagen des Mauerwerks wie folgt.

Versagen der Lagerfuge durch Reibung:

$$\tau = \beta_{Hs}^* + \mu^* \cdot \left(\sigma_x - 1,5 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y} \cdot \tau \right) \quad (6.5)$$

In Gleichung 6.5 ist β_{Hs}^* die reduzierte Haftscherfestigkeit und μ^* der reduzierte Reibungsbeiwert.

$$\beta_{Hs}^* = \frac{\beta_{Hs}}{1 + \mu \cdot 1,5 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}}$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \cdot 1,5 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}}$$

Mit den Parametern Δx und Δy wird die Höhe bzw. die Breite des Mauersteins berücksichtigt.

Versagen des Mauerwerks auf Druck:

$$\tau = (\beta_{D,Mw} - \sigma_x) \cdot \frac{\Delta y}{1,5 \cdot \Delta x} \quad (6.6)$$

Versagen durch Reißen der Steine:

$$\tau = \frac{\beta_{z,St}}{2,0} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{z,St}}} \quad (6.7)$$

Alle drei Bruchkriterien sind als Funktion der Normalspannung σ_x senkrecht zur Lagerfuge und der Schubspannung τ parallel zur Lagerfuge formuliert. Die horizontale Spannung σ_y ist vernachlässigbar gering und bleibt deshalb ebenso unberücksichtigt wie die Schubspannung in den Stoßfugen (siehe Kapitel 2.6). Damit die fiktive Mauerwerksspannung f_d^* als Funktion des Winkels θ formuliert werden kann, bediente man sich der Transformationsgleichungen 6.8 (Ganz [58], Hamid und Drysdale [63]). Mit diesen Gleichungen wird die Normalspannung σ_x und die Schubspannung τ in die Hauptdruckspannung σ_1 , die bei einem mauerwerksausgefachten Rahmen unter horizontaler Belastung am Riegel entlang der Druckdiagonalen verläuft und in die Hauptzugspannung σ_2 senkrecht dazu überführt.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_1 \cdot \sin^2 \theta + \sigma_2 \cdot \cos^2 \theta \\ \tau &= (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \end{aligned} \quad (6.8)$$

Diese Gleichungen vereinfachen sich weiter unter der Annahme, dass die Hauptzugspannung σ_2 vernachlässigt werden kann.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_1 \cdot \sin^2 \theta \\ \tau &= \sigma_1 \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \end{aligned} \quad (6.9)$$

Einen Beleg für diese vereinfachte Annahme liefern Riddington und Stafford Smith [121], die diesbezüglich FE-Analysen an ausgefachten Rahmen durchführten und anhand dessen zeigten, dass die maximale Hauptzugspannung σ_2 in der Ausfachungsmittle dem 0,58-fachen der mittleren Schubspannung

beträgt (Gleichung 6.10). Formuliert man diesen Ansatz in Abhängigkeit zur Druckfestigkeit F_d der Strebe um und führt einen Vergleich mit der Hauptdruckspannung σ_1 durch, zeigt sich, dass σ_1 zwischen 6,5 und 10,8 mal größer ist als σ_2 . Hierbei wurde eine quadratische Ausfachung mit einer Kantenlänge von 2,5 m und eine Druckstrebenbreite w gleich dem 0,25- und 0,15-fachem der Strebenlänge d_m angesetzt.

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= 0,58 \cdot \frac{H}{l \cdot t} = 0,58 \cdot \cos^2(\theta) \frac{F_d}{d_m \cdot t}; \quad \sigma_1 = \frac{F_d}{w \cdot t} \\ \Rightarrow \frac{\sigma_1}{\sigma_2} &= \frac{w \cdot d_m}{0,58 \cdot \cos^2(\theta)}\end{aligned}\quad (6.10)$$

Zu einem ähnlichen Ergebnis gelangte auch Crisafulli [23], der ebenfalls eine numerische Studie an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen durchführte. Er gab an, dass die Hauptdruckspannungen σ_1 in etwa 7 bis 10 mal größer sind als die Hauptzugspannungen σ_2 .

Setzt man die Transformationsgleichungen 6.9 in die beiden Bruchkriterien „Versagen der Lagerfuge auf Reibung“ (Gleichung 6.5) und „Versagen des Mauerwerks auf Druck“ (Gleichung 6.6) ein, stellt sich die fiktive Druckspannung f_d^* wie folgt dar.

Versagen der Lagerfuge auf Reibung:

$$f_d^* = \frac{\beta_{Hs}^*}{\sin\theta \cdot (\cos\theta - \mu^* \cdot \sin\theta)} \quad (6.11)$$

Versagen des Mauerwerks auf Druck:

$$f_d^* = \frac{\beta_{D.Mw}}{\sin\theta \cdot \left(\cos\theta \cdot \frac{1,5 \cdot \Delta x}{\Delta y} + \sin\theta \right)} \quad (6.12)$$

Für die Transformation des Bruchkriteriums „Versagen durch Reißen der Steine“ (Gleichung 6.7) wurde der Ausdruck von Crisafulli [23] durch einen linearen Ansatz 6.13 approximiert.

$$\tau = \frac{\beta_{z,St}}{2,0} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_x}{4 \cdot \beta_{z,St}} \right) \quad (6.13)$$

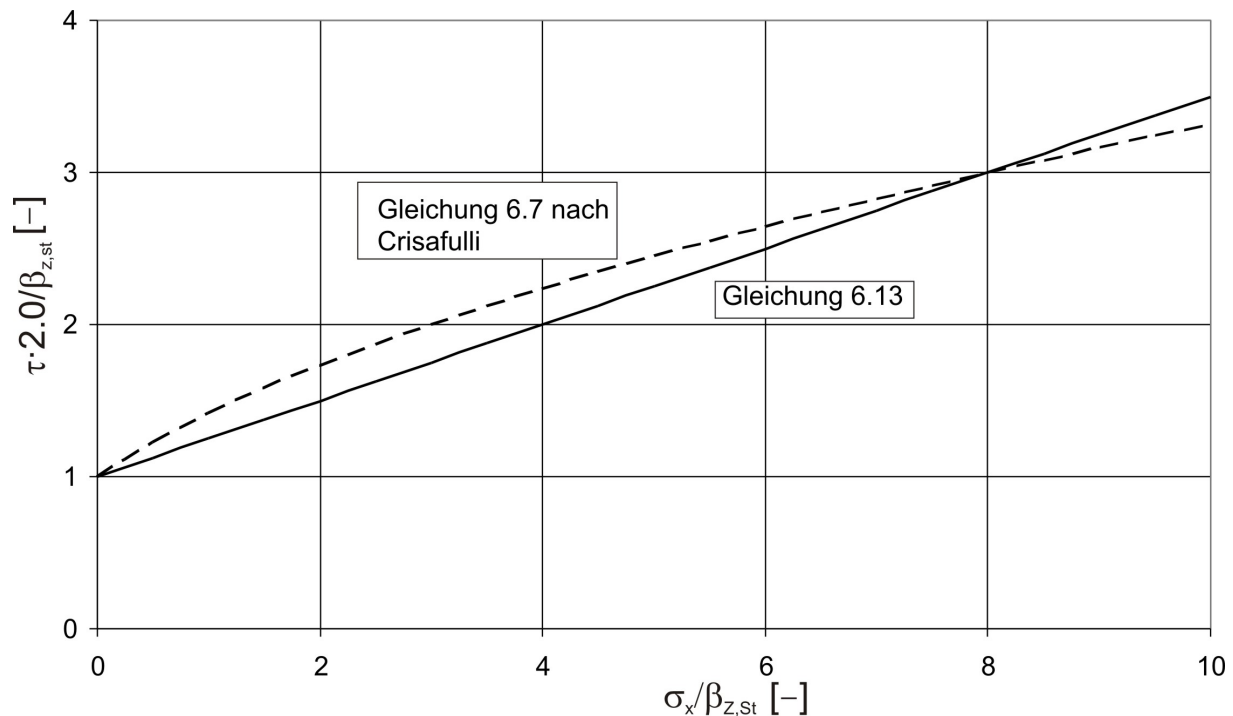


Abbildung 6.2: Vergleich des approximierten Ansatzes 6.13 mit dem Bruchkriterium 6.7 von Crisafulli

In Abbildung 6.2 sind beide Gleichungen in dimensionsloser Form gegenübergestellt. Auf der Abszisse ist die Normalspannung σ_x in Bezug zur Zugfestigkeit $\beta_{z,St}$ des Mauersteins und auf der Ordinate ist das Verhältnis der resultierende Schubspannungen τ zur Zugfestigkeit des Mauersteins $\beta_{z,St}$ aufgetragen. Es zeigt sich, dass mit dem angenäherten Ansatz 6.13 die Versagenshüllkurve des Bruchkriteriums 6.7 von Crisafulli gut abgebildet werden kann. Ein Versagen des Mauerwerks infolge Reißen der Steine wird hauptsächlich im mittleren Wertebereich eintreten. In diesem Bereich liegt die angenäherte Kurve immer leicht unterhalb der Kurve von Crisafulli, wodurch das Versagen etwas konservativer dargestellt wird. Man befindet sich somit auf der sicheren Seite. Das Kriterium „Versagen durch Reißen der Steine“ wird entsprechend Gleichung 6.14 formuliert.

Versagen durch Reißen der Steine:

$$f_d^* = \frac{\beta_{z,St}}{2,0 \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta - \frac{\sin^2\theta}{4}} \quad (6.14)$$

In der Abbildungen 6.3 ist die fiktive Mauerwerksspannung f_d^* entsprechend der Gleichungen 6.11, 6.12 und 6.14 über den Neigungswinkel θ aufgetragen.

Werden die Kurven miteinander verbunden, ergibt sich eine Versagenshüllkurve, die sehr stark von den zu Grunde gelegten Materialparametern abhängt. Bei der Ermittlung der Versagenshüllkurve wurden die Materialparameter entsprechend des Versuchs V1 aus Kapitel 7.1.4 angesetzt. Für die Haftscherfestigkeit β_{Hs} wurde ein Wert von $0,1 \text{ MN/m}^2$ und für den Reibungsbeiwert μ ein Wert von $0,6$ angesetzt. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks $\beta_{D,Mw}$ entsprach $7,9 \text{ MN/m}^2$ und die Steinzugfestigkeit $\beta_{Z,St}$ betrug $1,12 \text{ MN/m}^2$. Eine ausführliche Darlegung der eigenen Versuche sowie die Ermittlung der hier benannten Materialparameter erfolgt in Kapitel 7.

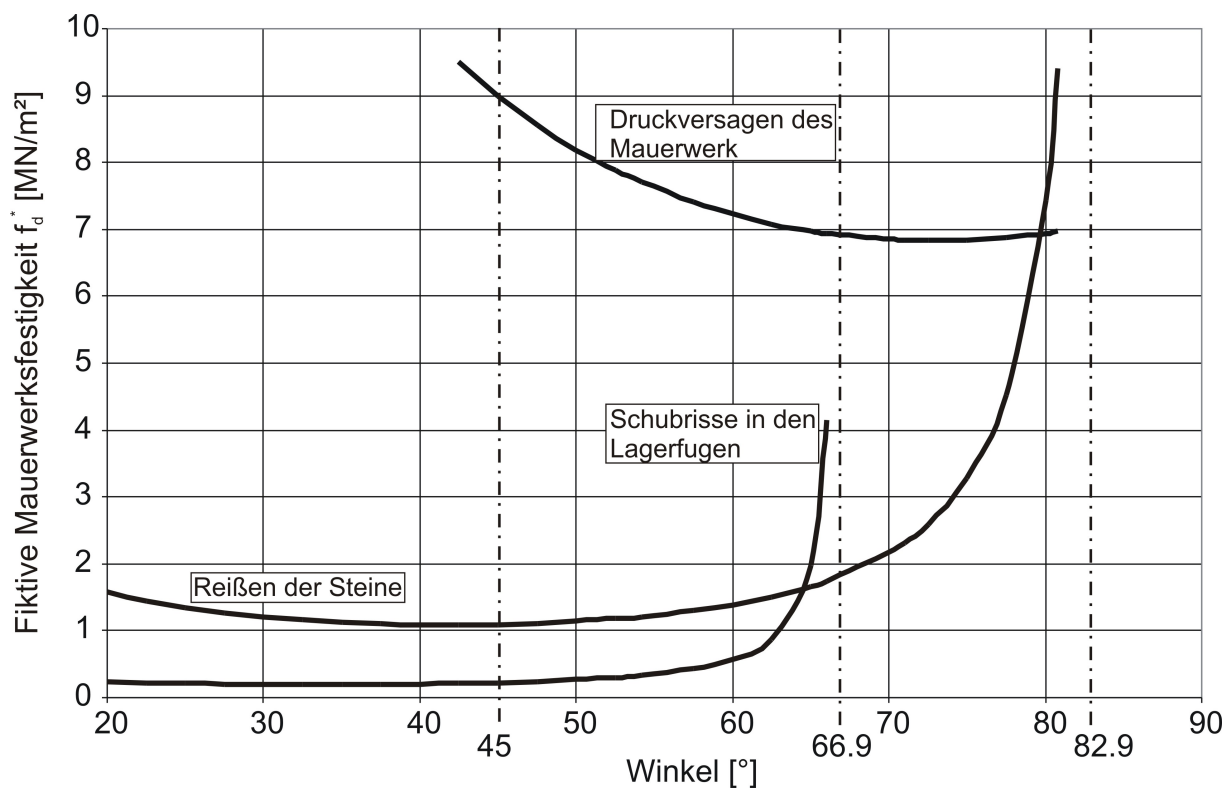


Abbildung 6.3: Fiktive Druckspannung der Diagonalstrebe unter Ansatz der Materialparameter aus Versuch V1

Die Mauerwerksausfachung war quadratisch, so dass der Winkel $\theta = 45^\circ$ ist. Wie die Abbildung 6.3 für diesen Winkel zeigt, treten zuerst Schubrisse in den Mörtelfugen ein. Setzt man die erforderlichen Materialparameter in das entsprechende Bruchkriterium 6.11 ein, ergibt sich zu diesem Zeitpunkt eine fiktive Druckspannung von $f_d^* = 0,226 \text{ MN/m}^2$ (Gleichung 6.15). Ein Versagen der kompletten Struktur ist zu diesem Zeitpunkt allerdings noch nicht eingetreten. Die Struktur vermag auch nach dem Eintreten von Schubrisse in den Mörtelfugen weiterhin Last aufzunehmen. Wird die Last weiter gesteigert,

werden entsprechend der in Abbildung 6.3 dargestellten Versagenskurven im Folgenden Risse in den Mauersteinen auftreten. Einsetzen in das Bruchkriterium 6.14 liefert für diesen Zustand eine fiktive Druckspannung von $f_d^* = 1,09 \text{ MN/m}^2$ (Gleichung 6.16). Würde man von einer weiteren Zunahme der Lastaufnahme der Struktur ausgehen, würde sich bei $f_d^* = 8,99 \text{ MN/m}^2$ ein Druckversagen des Mauerwerks einstellen (Gleichung 6.17). Wie jedoch bereits in Kapitel 4.3.2 erwähnt wurde, ist dieser Zustand nicht maßgebend für die getesteten Strukturen.

$$f_d^* = \frac{0,065}{\sin 45 \cdot (\cos 45 - 0,42 \cdot \sin 45)} = 0,226 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (6.15)$$

$$f_d^* = \frac{1,12}{2,0 \cdot \sin 45 \cdot \cos 45 - \frac{\sin^2 45}{4}} = 1,09 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (6.16)$$

$$f_d^* = \frac{7,54}{\sin 45 \cdot \left(\cos 45 \cdot \frac{1,5 \cdot \Delta x}{\Delta y} + \sin 45 \right)} = 8,99 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (6.17)$$

Es muss an dieser Stelle erwähnt werden, dass es sowohl bei der Gleichung 6.11 (Schubrisse in den Lagerfugen) als auch bei der Gleichung 6.14 (Reißen der Steine) zu einer Singularität kommen kann. Das heißt, die fiktive Druckspannung f_d^* tendiert gegen unendlich. Hierfür muss der Nenner gegen Null laufen. Im Fall des Schadenszustandes „Schubrisse in den Lagerfugen“ tritt dieser Zustand bei $\tan \theta = 1/\mu^*$ (Gleichung 6.18) ein.

$$\begin{aligned} \sin \theta \cdot (\cos \theta - \mu^* \cdot \sin \theta) &= 0 \\ \cos \theta - \mu^* \cdot \sin \theta &= 0 \\ \cos \theta &= \mu^* \cdot \sin \theta \\ \frac{\sin \theta}{\cos \theta} &= \tan \theta = \frac{1}{\mu^*} \end{aligned} \quad (6.18)$$

Wird wie im vorliegenden Beispiel für den Reibungsbeiwert μ ein Wert von 0,6 angesetzt, der wiederum einem reduzierten Reibungsbeiwert von $\mu^* = 0,42$ entspricht, stellt sich die Singularität bei einem Winkel von $\theta = 66,9^\circ$

ein. Geht man zudem davon aus, dass Reibungsbeiwerte μ gewöhnlich zwischen 0,3 und 0,6 variieren, käme es bei Winkel θ zwischen $59,0^\circ$ und $66,9^\circ$ zu einer Singularität. Für den Zustand eines Reißens der Steine wird der Zustand der Singularität bei $\tan\theta = 8,0$ bzw. bei einem Winkel von $\theta = 82,9^\circ$ eintreten. Das Problem der Singularität hinsichtlich der Ermittlung der Druckfestigkeit der Mauerwerksausfachung spielt somit nur eine untergeordnete Rolle, insofern bei diesen Strukturen in der Regel Winkel zwischen 25° und 50° vorhanden sind.

Als Vergleich wurde in Abbildung 6.4 die Schadenshüllkurve unter Ansatz der Materialparameter aus Versuch V2 (Kapitel 7.1.4) ermittelt, bei dem ein Mörtel mit deutlich höherer Festigkeit verwendet wurde. Die Haftscherfestigkeit β_{Hs} beträgt hierbei $0,65 \text{ MN/m}^2$ und der Reibungsbeiwert wurde wie bei V1 mit 0,6 angesetzt. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks $\beta_{D,Mw}$ erhöhte sich infolge der größeren Mörteldruckfestigkeit auf $10,59 \text{ MN/m}^2$ und die Steinzugfestigkeit entspricht wegen der unveränderten Mauersteine wie bei V1 einem Wert von $\beta_{z,St} = 2,0 \text{ MN/m}^2$.

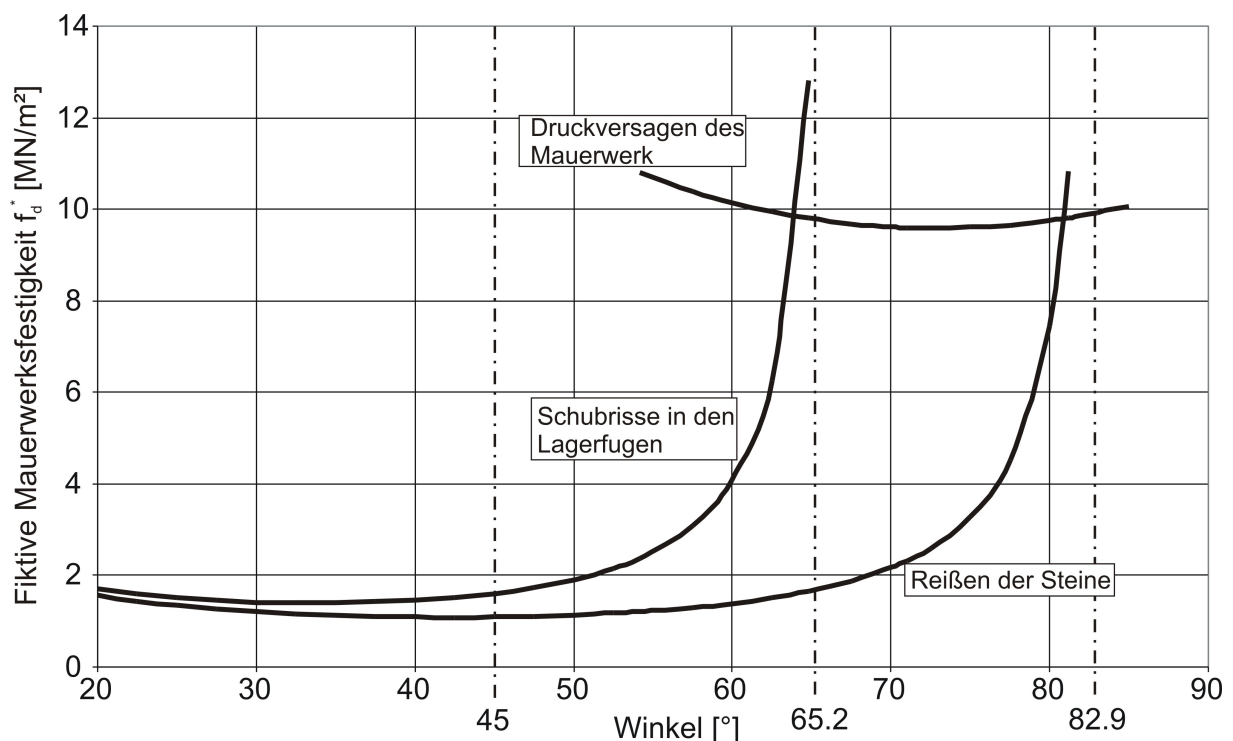


Abbildung 6.4: Fiktive Druckspannung der Diagonalstrebe unter Ansatz der Materialparameter aus Versuch V2

Infolge der hohen Mörtelfestigkeit und der somit sehr hohen Haftscherfe-

stigkeit tritt bei diesem System nach Abbildung 6.4 der erste Schaden nicht durch Schubrisse in den Lagerfugen sondern durch Reißen in den Steinen ein. Während der Durchführung des Versuchs V2 konnte diese Schadensfolge nur bedingt beobachtet werden. So wurde ein Ablösen der Ausfachung vom Rahmen bereits bei sehr kleinen Auslenkungen beobachtet, wobei die Ausfachung selbst fast unbeschädigt blieb. Der erste deutliche Schaden in der Mauerwerksausfachung war schließlich, bei deutlich größeren Auslenkungen als bei Versuch V1, eine Kombination aus nahezu gleichzeitigem Eintreten von Schubrisen in der Lagerfuge und Rissen in den Mauersteinen. Somit konnte die aus Abbildung 6.4 vorgegebene Schadenshierarchie, d.h zuerst Risse in den Mauersteinen und danach Schubrisse in den Lagerfugen nicht im Detail beobachtet werden, wohl aber war der Fall des Reißens der Steine deutlich als erster Schadenszustand festzustellen.

Die fiktiven Mauerwerksspannungen f_d^* entsprechend der drei Schadensfälle können den nachfolgenden Gleichungen entnommen werden. Im Vergleich zu den Versagenskurven aus Abbildung 6.3 ist an diesen Ergebnissen deutlich die größere Festigkeit im Fall von Schubrisen in den Lagerfugen (Gleichung 6.19) sowie beim Druckversagen des Mauerwerks (Gleichung 6.21) zu erkennen. Die Ursache liegt hierbei unmittelbar an der deutlich höheren Mörtelfestigkeit, wodurch wesentlich höhere Werte für die Haftscherfestigkeit sowie für die Mauerwerksfestigkeit den beiden Gleichungen 6.19 und 6.21 zu Grunde liegen. Die Versagenskurve beim Zustand Reißen der Steine ist in beiden Abbildungen gleich, insofern die angesetzten Parameter zur Ermittlung dieser Kurve identisch sind.

$$f_d^* = \frac{0,46}{\sin 45 \cdot (\cos 45 - 0,42 \cdot \sin 45)} = 1,61 \frac{MN}{m^2} \quad (6.19)$$

$$f_d^* = \frac{1,12}{2,0 \cdot \sin 45 \cdot \cos 45 - \frac{\sin^2 45}{4}} = 1,09 \frac{MN}{m^2} \quad (6.20)$$

$$f_d^* = \frac{10,59}{\sin 45 \cdot \left(\cos 45 \cdot \frac{1,5 \cdot \Delta x}{\Delta y} + \sin 45 \right)} = 12,62 \frac{MN}{m^2} \quad (6.21)$$

6.3 Last-Verformungs-Verhalten der äquivalenten Strebe

6.3.1 Einführung

In den folgenden Kapiteln werden nun Spannungs-Dehnungs-Kurven vorgestellt, auf Basis dieser das komplette Tragverhalten der Druckdiagonalen bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung definiert ist. Insofern das Tragverhalten der Druckdiagonalen jedoch als Kraft-Verformungs-Diagramm vorliegen muss, dienen die Spannungs-Dehnungs-Kurven lediglich als fiktive Kurvenverläufe, womit die charakteristischen Zusammenhänge zwischen Last und Verformung dargestellt werden können. Aus diesem Grund erfolgt die Darstellung der folgenden Kurvenverläufe immer durch ein fiktive Spannung σ^* über eine fiktive Dehnung ε^* . Die Transformation dieser Kurven auf das axiale Kraft-Verformungs-Verhalten der Diagonalstrebe erfolgt schließlich unter Anwendung der beiden Gleichungen 6.22 und 6.23. Hierbei entspricht F_d der Druckfestigkeit und Δ der Verformung der Diagonalstrebe.

$$F_d = w \cdot t \cdot \sigma^* \quad (6.22)$$

$$\Delta = d_m \cdot \varepsilon^* \quad (6.23)$$

In Abbildung 6.5 ist der Zusammenhang grafisch noch einmal dargestellt. Der Übergang a) zeigt die Transformation der Kraft F_d und Verformung Δ auf die fiktiven Spannung σ^* und Dehnungen ε^* , auf Basis derer die Kurvenverläufe schematisch vorgestellt werden. Nach Darlegung sämtlicher Regeln für die Erst-, Ent- und Wiederbelastung erfolgt schließlich die Rücktransformation auf die Kraft F_d und Verformung Δ b), womit das hysteretische Tragverhalten der Diagonalstrebe repräsentiert wird.

6.3.2 Erstbelastung

Legt man die zahlreichen aus der Literatur erhältlichen Last-Verformungs-Kurven zyklisch getesteter Beton- oder Mauerwerkskörper zu Grunde, definiert man hierzu in der Regel eine Einhüllende, deren Verlauf durch die Startpunkte bei Entlastung sowie den Endpunkten der Wiederbelastung vorgegeben ist. Es wurde dabei die Erfahrung gemacht, dass sich die Einhüllende mit der

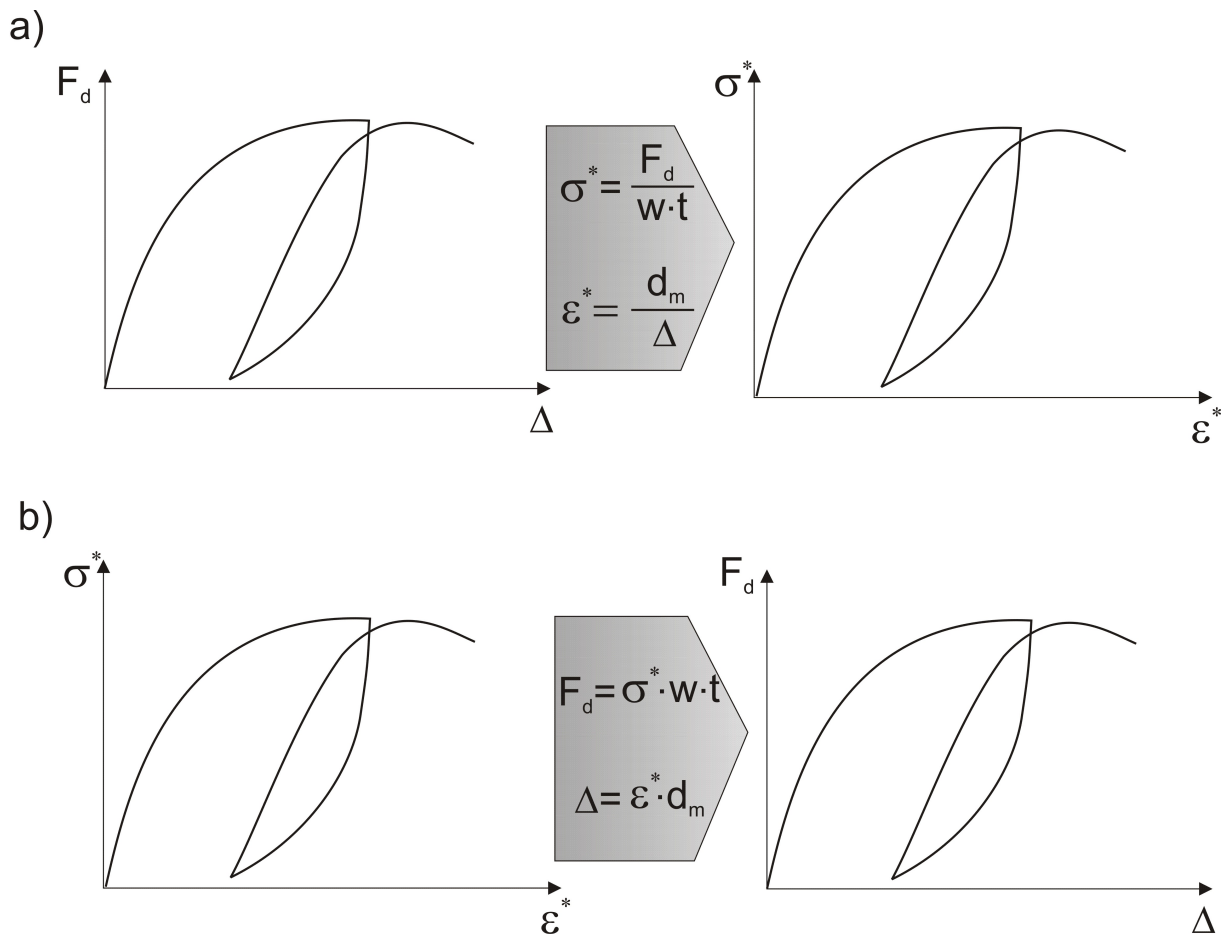


Abbildung 6.5: Zusammenhang zwischen fiktiver Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Kraft-Verformungs-Verlauf der Diagonalstrebe

Last-Verformungs-Kurve bei monotoner Beanspruchung deckt (Karsan und Jirsa [70]). Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit eine Erstbelastungskurve angewandt, welche der Spannungs-Dehnungs-Kurve bei einer monotonen Druckbelastung von Mauerwerk entspricht. Sie ist unabhängig von der vorangegangenen Last-Verformungs-Historie und kann somit auch als eine Art Einhüllende betrachtet werden, wobei jeder mögliche Spannungs-Dehnungs-Zustand, ob bei Ent- oder Wiederbelastung, immer unterhalb der Erstbelastungskurve liegt. Die Darstellung der Erstbelastungskurve erfolgt durch einen parabelförmigen Verlauf (Abbildung 6.6). In Kapitel 2.3 sind einige Funktionen für die monotone Druckbeanspruchung von Mauerwerk vorgestellt worden. Sinha und Pedreschi [140] oder Powell und Hodgkinson (erwähnt in Hendry [64]) schlugen sehr einfache Formeln vor, wobei der E-Modul unberücksichtigt blieb. Dieser Parameter hat jedoch einen sehr erheblichen Einfluss auf die Form der Spannungs-Dehnungs-Kurve (Kapitel 2.5). Bei der Wahl einer geeigneten Methode zur Ermittlung der Erstbelastungskurve war die Berücksichtigung

des E-Moduls somit Bedingung. Binda und seine Mitautoren [15], [16] hatten zwar Methoden vorgestellt, womit diese Bedingung eingehalten ist, deren Anwendung allerdings sehr kompliziert ist.

In dieser Arbeit kommt ein Ausdruck von Reinhorn und Madan [85], [120] zur Anwendung, der ursprünglich für die Darstellung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Beton aufgestellt wurde. Priestley und Edler (wie erwähnt in Crisafulli [23]) gaben an, dass die Gestalt der Druckspannungs-Dehnungs-Kurve von Mauerwerk ähnlich der von Beton ist, weshalb die Anwendung von Gleichung 6.24 gerechtfertigt ist.

$$\sigma^* = \frac{f_d^* \cdot \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_c} \cdot r}{r - 1 + \frac{\varepsilon^* r}{\varepsilon_c}} \quad (6.24)$$

mit

$$r = \frac{E_{m0}}{E_{m0} - E_{sec}} \quad (6.25)$$

Mit f_d^* wird die maximale fiktive Mauerwerksspannung infolge diagonaler Belastung nach Gleichung 6.11 und 6.14 und mit ε_c die zugehörige Dehnung angesetzt. E_{m0} ist die Anfangssteifigkeit und E_{sec} ist die Sekantensteifigkeit entsprechend der Koordinate (f_d^*/ε_c) . Durch die Ableitung der Gleichung 6.24 kann die Tangentensteifigkeit wie folgt angegeben werden.

$$E_t = \frac{f_d^* \cdot r}{\varepsilon_c \cdot \left(r - 1 + \left(\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_c} \right)^r \right)} - \frac{f_d^* \cdot r^2 \cdot \left(\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_c} \right)^{r-1}}{\varepsilon_c \cdot \left(r - 1 + \left(\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_c} \right)^r \right)^2} \quad (6.26)$$

Im Bereich nach Erreichen der Druckfestigkeit waren mit obiger Gleichung jedoch keine befriedigende Ergebnisse mehr zu erzielen, weshalb für die Beschreibung des absteigenden Astes der folgende Ausdruck nach Crisafulli [23] benutzt wurde (Gleichung 6.27). Somit konnte eine wesentlich bessere Übereinstimmung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen insbesondere bei zyklischer Beanspruchung erreicht werden.

$$\sigma^* = f_d^* \left[1 - \left(\frac{\varepsilon^* - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_c} \right)^2 \right] \quad (6.27)$$

$$E_t = -2 \cdot f_d^* \cdot \frac{(\varepsilon^* - \varepsilon_c)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_c)^2} \quad (6.28)$$

In Abbildung 6.6 ist der Verlauf der Erstbelastungskurve mit den erforderlichen Parametern dargestellt.

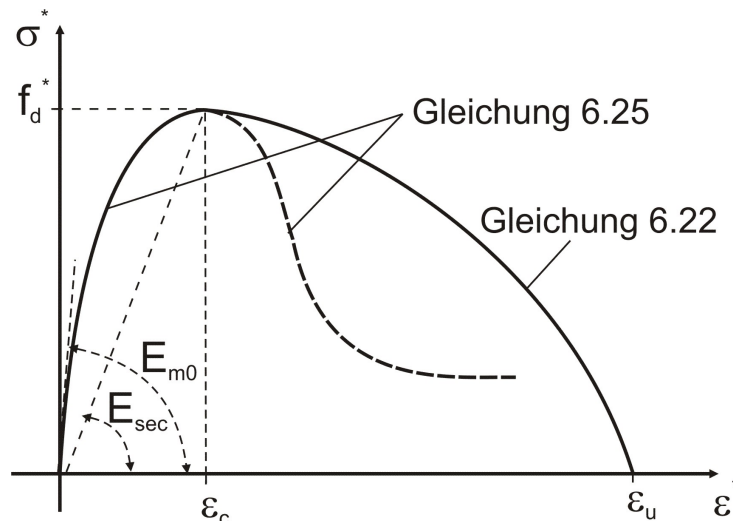


Abbildung 6.6: Schematischer Verlauf der Erstbelastungskurve

6.3.3 Abbilden des hysteretischen Verhaltens

Damit nichtlineare zyklische Berechnungen ausgefachter Rahmen durchgeführt werden können, bedarf es der Implementierung hysteretischer Regeln. Durch Kombination der Hystereseregeln wird es später möglich sein, die Kurvenverläufe bei Ent- und Wiederbelastung zu beschreiben. Dabei wird die Gestalt der Kurven durch viele Parameter beeinflusst. Hier sei beispielhaft die Vorschädigung des Tragelements infolge vorheriger Belastung erwähnt. Aber auch der Zeitpunkt, an dem es zu einer Lastumkehr kommt ist von wesentlicher Bedeutung für den Verlauf der Kurven. Trotz der vielen Einflussparameter kann anhand zahlreicher experimenteller Daten zyklisch getesteter Mauerwerks- und Betonkörper aus der Literatur (Naraine und Sinha [101], Crisafulli [23]) beobachtet werden, dass die Kurvenverläufe bei Ent- und Wiederbelastung eine gewisse Ähnlichkeit aufweisen. Basierend auf diesen Erkenntnissen schien es sinnvoll einen allgemeinen Ausdruck einzuführen, womit beide Lastzustände zu jedem Zeitpunkt abgebildet werden können. Dieser allgemeingültige Ausdruck ist in Abbildung 6.7 dargestellt und kann mit der Gleichung 6.29 beschrieben

werden.

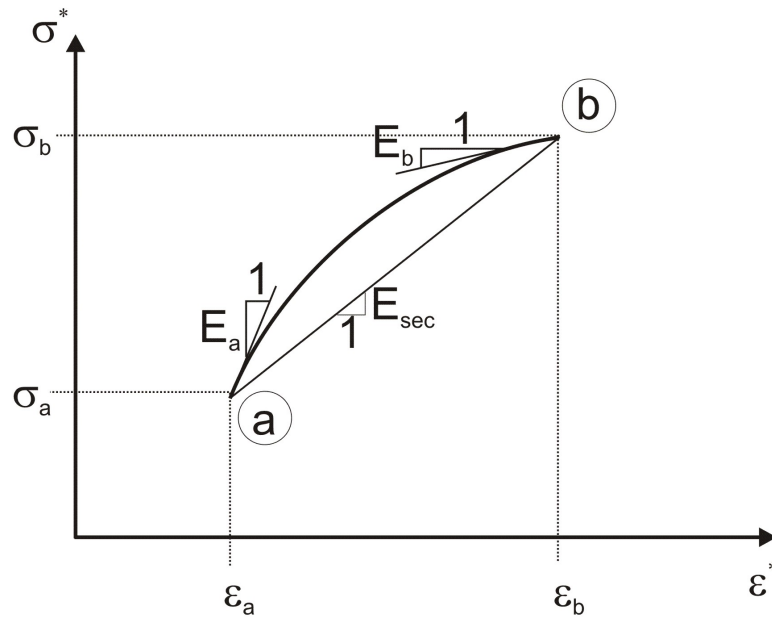


Abbildung 6.7: Allgemeiner Ausdruck zur Beschreibung der Ent- und Wiederbelastung

$$\sigma^* = \sigma_a + (\sigma_b - \sigma_a) \cdot \frac{\eta \cdot \kappa + \kappa^2}{1 + (\eta - (2 - \mu \cdot (1 + \eta))) \cdot \kappa + (2 - \mu \cdot (1 + \eta)) \cdot \kappa^2} \quad (6.29)$$

mit

$$\kappa = \frac{\epsilon^* - \epsilon_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} \quad (6.30)$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_s} \quad (6.31)$$

$$\mu = \frac{E_b}{E_s} \quad (6.32)$$

Um diesen Ausdruck auf die beiden Zustände Entlastung und Wiederbelastung anzuwenden sind die beiden Punkte P_1 und P_2 zu Beginn und am Ende des Lastzustandes, die Steigungen an den beiden Punkten E_1 und E_2 sowie die Sekantensteigung E_{sec} zwischen den beiden Punkten erforderlich. Wie die Ermittlung dieser Variablen im Einzelfall aussieht wird in den folgenden Kapiteln 6.3.4 und 6.3.5 dargelegt. Es hat sich letztlich gezeigt, dass mit dieser Methode sehr gute Ergebnisse erzielt werden können.

Durch Differenzierung von Gleichung 6.29 nach der Dehnung ε stellt sich die Tangentensteifigkeit wie folgt dar.

$$E_t = (\sigma_b - \sigma_a) \cdot \left[\frac{\frac{\eta}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} + 2 \cdot \frac{\varepsilon^* - \varepsilon_a}{(\varepsilon_b - \varepsilon_a)^2}}{1 + (\eta - 2 + \mu \cdot (1 + \eta)) \cdot \kappa + (2 - \mu \cdot (1 + \eta)) \cdot \kappa^2} \right] - (\sigma_b - \sigma_a) \cdot \left[\frac{(\eta \cdot \kappa + \kappa^2) \cdot \left(\frac{\eta - 2 + \mu \cdot (1 + \eta)}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} + \frac{2 \cdot (2 - \mu \cdot (1 + \eta)) \cdot (\varepsilon^* - \varepsilon_a)}{(\varepsilon_b - \varepsilon_a)^2} \right)}{[1 + (\eta - 2 + \mu \cdot (1 + \eta)) \cdot \kappa + (2 - \mu \cdot (1 + \eta)) \cdot \kappa^2]^2} \right] \quad (6.33)$$

6.3.4 Entlastungskurve

Anhand zahlreicher experimenteller Daten (Naraine [101], Karsan [70]) kann beobachtet werden, dass die Entlastungskurve durch eine einfache Krümmung repräsentiert wird, wobei zu Beginn der Entlastung die Last-Verformungs-Kurve durch eine sehr hohe Steifigkeit charakterisiert ist. Die Steigung der Kurve nimmt danach mit weiterschreitender Entlastung deutlich ab. Das Ende der Entlastung ist durch die plastische Dehnung ε_{pl} definiert, an dessen Stelle die Entlastungskurve sehr flach ist. In Abbildung 6.8 ist die Entlastungskurve schematisch dargestellt, wonach die Entlastung von der Umhüllenden startet ($\sigma_{ent}, \varepsilon_{ent}$) und bei einer bleibenden plastischen Dehnung ε_{pl} endet, wobei die Spannung an diesem Punkt Null ist. Für die Anwendung des oben angegebenen allgemeinen Ausdrucks 6.29 deckt sich der Punkt P_1 mit dem Startpunktes ($\sigma_{ent}, \varepsilon_{ent}$) und Punkt P_2 mit dem Zielpunkt ($\sigma=0, \varepsilon_{pl}$). Durch die Steigungen an den beiden Punkten lässt sich später die Form der Kurve an die experimentellen Daten angleichen.

Während der Startpunkt durch die Lastumkehr von Belastung in Entlastung

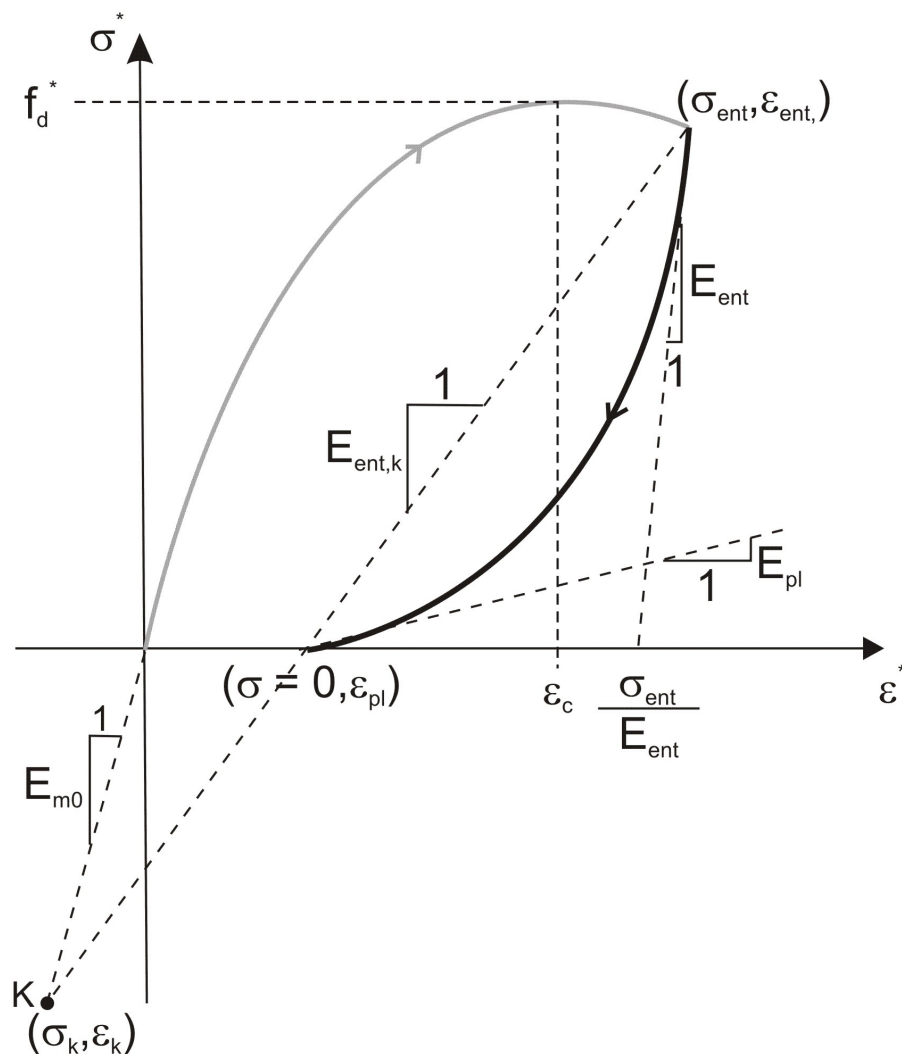


Abbildung 6.8: Verlauf der Entlastungskurve

direkt aus der aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurve entnommen werden kann, ist die Festlegung der Lage des Zielpunktes ungleich schwerer. Verantwortlich hierfür ist die Ermittlung der plastischen Dehnung ε_{pl} , wobei die Schwierigkeit darin besteht, diesen Wert zu Beginn der Entlastung zu ermitteln. Viele Wissenschaftler haben sich bisher der Ermittlung der plastischen Dehnung angenommen.

Eine sehr frühe Arbeit präsentierten diesbezüglich Karsan und Jirsa [70]. In ihrer Arbeit untersuchten sie an 46 getesteten rechteckigen Betonkörpern das unter zyklischer Druckbelastung resultierende Last-Verformungs-Verhalten. Auf Basis ihrer Beobachtungen entwickelten sie einen empirischen Ausdruck (Gleichung 6.34), mit dem die plastische Dehnung ε_{pl} in Abhängigkeit der

Dehnung bei Entlastungsbeginn ε_{ent} ermittelt werden kann.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{ent} - \frac{(\varepsilon_{ent} - \varepsilon_c) \cdot \sigma_{ent}}{\sigma_{ent} - f_d^*} \quad (6.34)$$

Yankelevsky und Reinhardt [155] entwickelten z.B. ein Verfahren, wonach die Entlastungskurve durch abschnittsweise lineare Elemente zusammengefasst ist. Hierfür definierten die Autoren sechs sog. Brennpunkte (U_i). Fünf dieser Punkte liegen dabei auf einer Geraden, deren Steigung äquivalent der Anfangssteigung der Umhüllenden ist und durch den Ursprung verläuft. In Abhängigkeit des dimensionslosen Parameters U , der als das Verhältnis von aktueller Spannung σ_c zur maximalen Spannung σ_{max} definiert ist, ermittelt sich die korrekte Lage der fünf Punkte über ein Verhältnis zu U_{max} . Die plastische Dehnung ergab sich schließlich als Schnittpunkt der Verbindungsgerade zwischen Brennpunkt $U_F = -U_{max}$ und Startpunkt der Entlastung sowie der Abszisse. Entsprechend dieser Vorgabe berechnet sich die plastische Dehnung nach Gleichung 6.35.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{ent} - \frac{(\varepsilon_{ent} - \varepsilon_c) \cdot \sigma_{ent}}{\sigma_{ent} - f_d^*} \quad (6.35)$$

Den Vorteil dieses Verfahrens sahen die Autoren darin, dass die Lage der Brennpunkte während der gesamten Belastungsgeschichte unverändert blieb und somit an Rechenaufwand gespart werden kann. Die Übertragbarkeit ist dadurch allerdings sehr eingeschränkt.

Eine deutlich allgemeinere Methodik präsentierten Mander und seine Mitautoren [89]. Die Ermittlung der plastische Dehnung ist dabei der Methode von Yankelevsky und Reinhardt [155] sehr ähnlich. Sie nahmen ebenfalls an, dass die plastische Dehnung durch den Schnittpunkt der Abszisse mit der Sekante $E_{ent,k}$ zwischen dem Punkt $(\sigma_{ent}, \varepsilon_{ent})$ und einem „künstlichen Punkt“ K $(\sigma_k, \varepsilon_k)$ definiert ist (Abbildung 6.8). Dabei wird ε_k nach einem Verfahren ermittelt, welches ursprünglich auf die Arbeit von Takiguchi [151] zurückgeht und von Mander [89] derart verändert wurde, dass dieses sowohl für umschnürten als auch für nicht umschnürten Beton anwendbar ist. Die Spannung σ_k am Punkt K berechnet sich über die Anfangssteifigkeit E_{m0} (Gleichung 6.36).

$$\begin{aligned} \varepsilon_k &= k \cdot \sqrt{\varepsilon_{ent} \cdot \varepsilon_c} \\ \sigma_k &= E_{m0} \cdot \varepsilon_k \end{aligned} \quad (6.36)$$

wobei k den größeren der beiden Werte

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{ent}}{\varepsilon_c}} \quad (6.37)$$

oder

$$k = 0.09 \cdot \frac{\varepsilon_{ent}}{\varepsilon_c} \quad (6.38)$$

annimmt. Die plastische Dehnung ergibt sich somit durch den folgenden Ausdruck.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{ent} - \frac{(\varepsilon_{un} - \varepsilon_k) \cdot \sigma_{ent}}{\sigma_{ent} - E_{m0} \cdot \varepsilon_k} \quad (6.39)$$

Der Nachteil dieser oben angeführten Verfahren besteht jedoch darin, dass eine Modifizierung dieser Verfahren zur Anpassung an neue bzw. andere experimenteller Daten nicht einfach zu bewerkstelligen ist. Crisafulli [24] löste dieses Problem, in dem er, ähnlich wie Mander [89] und Yankelevsky [155] zuvor, die Berechnung der plastischen Dehnung in Abhängigkeit eines künstlichen Punktes K vollzog. Bei der Berechnung des künstlichen Punktes führte er einen empirischen Faktor β_k ein, wodurch die Ermittlung der Spannung σ_k am Punkt K wie folgt definiert ist.

$$\sigma_k = \beta_k \cdot f_d^* \quad (6.40)$$

Dabei nahm der empirische Parameter β_k Werte zwischen 1,5 und 2,0 an.

Durch die Modifikation erfolgt die Ermittlung der plastischen Dehnung ε_{pl} wie folgt.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{ent} - \frac{(\varepsilon_{ent} - \frac{\beta_k \cdot f_d^*}{E_{m0}}) \cdot \sigma_{ent}}{\sigma_{ent} - \beta_k \cdot f_d^*} \quad (6.41)$$

In der vorliegenden Arbeit wurde die Gleichung 6.41 für die Berechnung der plastischen Dehnung angewandt. Es hat sich jedoch an einigen Verifikationsversuchen gezeigt, dass mit einem konstanten empirischen Faktor β_k die

berechneten plastischen Dehnungen teilweise stark von den Versuchsergebnissen abweichen. Aus diesem Grund wurde für β_k ein Ausdruck entwickelt mit dem eine deutlich bessere Angleichung der numerischen Ergebnisse an die experimentellen Ergebnisse möglich ist.

$$\beta_k = \frac{0,6}{\varepsilon_c} \cdot \varepsilon_{ent} + 0,05 \quad (6.42)$$

Bei der Ermittlung der Steigungen E_{ent} zu Beginn der Entlastung wurde der folgende Ausdruck 6.43 angewandt. In dieser Formel wird mit γ_{ent} ein empirischer Parameter berücksichtigt, womit die Möglichkeit gegeben ist, die numerischen Ergebnisse an die experimentellen Ergebnisse besser anzugleichen.

$$E_{ent} = \gamma_{ent} \cdot E_{m0} \quad (6.43)$$

Für die Steigung bei Entlastungsende gab Crisafulli den Ausdruck 6.44 an, wobei er weitere zwei empirische Parameter einführte. Der Parameter γ_{pl} wurde lediglich für die Angleichung der numerischen an die experimentellen Daten eingeführt und nahm dabei Werte zwischen 0 und 1 an. Mit dem Parameter e_1 hingegen wird der Einfluss der Dehnung ε_{ent} bei Entlastungsbeginn auf die Steigung der Last-Verformungs-Kurve bei Entlastungsende kontrolliert. Wie bereits oben erwähnt wurde, wird der E-Modul E_{pl} umso kleiner, je größer die Dehnung ε_{ent} ist. Crisafulli gab an, dass für die Verifikation seiner numerischen Modelle Werte von $e_1 = 1,5 - 2$ verwendet wurden.

$$E_{pl} = \gamma_{pl} \cdot \frac{E_{m0}}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{ent}}{\varepsilon_c}\right)^{e_1}} \quad (6.44)$$

In der vorliegenden Arbeit wurde ein Ausdruck 6.45 definiert, womit gleichfalls der Einfluss der Dehnung zu Beginn der Entlastung auf die Steigung der Entlastungskurve berücksichtigt werden kann. In Abbildung 6.9 sind die beiden Ausdrücke 6.44 und 6.45 in dimensionsloser Form gegenübergestellt. Dabei wurde bei der Ermittlung von E_{pl} für den Parameter γ_{pl} immer 0,5 eingesetzt, insofern die Verifikation der eigenen numerischen Modelle an experimentellen Daten gezeigt hat, dass damit sehr gute Ergebnisse erzielt werden können. Wie in Abbildung 6.9 zu erkennen ist, kann mit dem vorgeschlagene Ausdruck 6.45 die Werte für die E-Moduln, welche nach der Formel von Crisafulli

für unterschiedliche Werte für e_1 berechnet werden, in sehr guter Näherung abgebildet werden.

$$E_{pl} = \gamma_{pl} \cdot \frac{E_{m0}}{e^{\left(\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_c}\right)}} \quad (6.45)$$

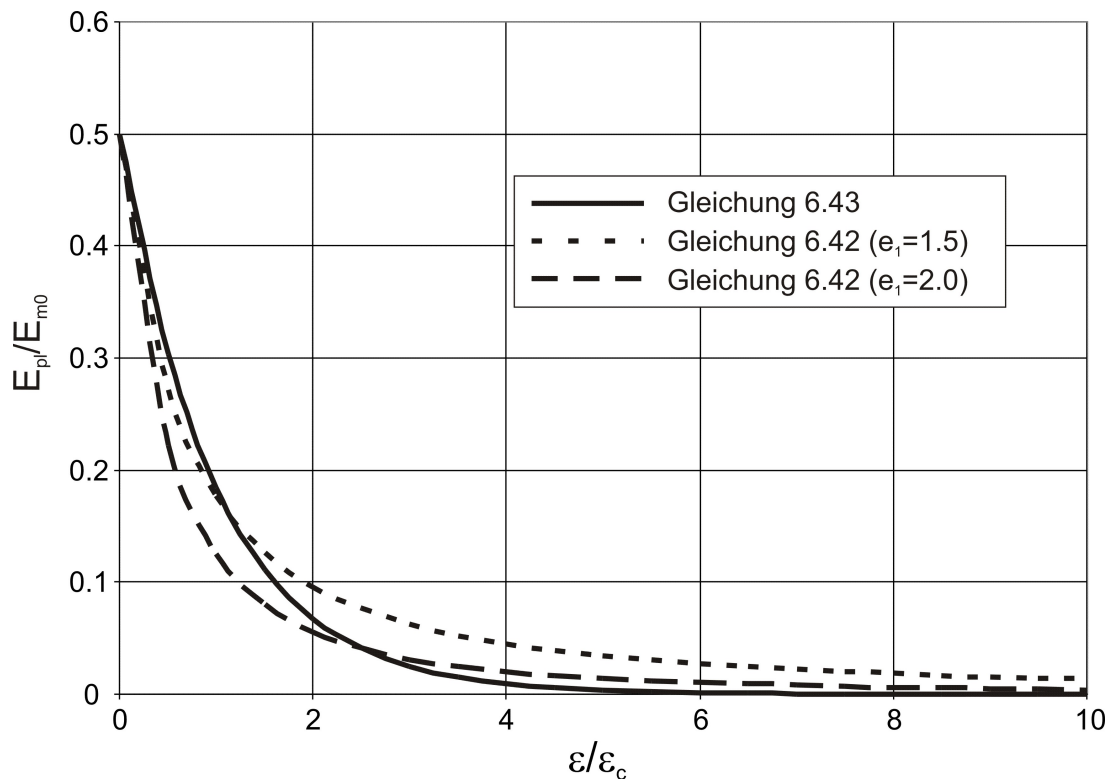


Abbildung 6.9: Vergleich der E-Moduln E_{pl} nach Gleichung 6.44 und 6.45

6.3.5 Wiederbelastungskurve

Im Vergleich zur Entlastungskurve liegt der Unterschied bei der Wiederbelastungskurve darin, dass deren Verlauf auf Grund eines Wendepunktes aus einer doppelt gekrümmten Kurve besteht (Abbildung 6.10). Infolgedessen wird die vollständige Wiederbelastung durch zweimalige Anwendung des allgemeinen Ausdrucks (6.29) beschrieben. Der erste Abschnitt der Wiederbelastungskurve wird mit der Regel W_1 und der zweite Abschnitt mit W_2 bezeichnet. Bei Beginn der Wiederbelastung tritt zunächst die Regel W_1 in Kraft. Der Startpunkt entspricht dabei des im vorherigen Kapitel beschriebenen Endpunktes der Entlastung ($\sigma = 0, \varepsilon_{pl}$), wobei an dieser Stelle, auf Grund einer übersichtlicheren Darstellung, der Startpunkt durch die Notation ($\sigma_{wi} = 0, \varepsilon_{wi}$)

cher berücksichtigt werden kann. Somit wird β_{we} in Abhängigkeit der zuvor erreichten Dehnung ε_{ent} , der Dehnung bei maximaler Druckfestigkeit ε_c sowie der maximalen Dehnung ε_u definiert. Es hat sich anhand der Verifikationen in Kapitel 8 gezeigt, dass mit diesem Ausdruck sehr gute Ergebnisse erzielt werden können.

$$\sigma_{we} = \beta_{we} \cdot \sigma_{end} \quad (6.46)$$

$$0,5 \leq \beta_{we} = \frac{\varepsilon_u^2}{\varepsilon_c} \cdot \varepsilon_{ent} \leq 0,9 \quad (6.47)$$

Die Dehnung am Wendepunkt errechnet sich durch die Addition des Quotienten aus Spannung σ_{we} und Steigung E_{we} mit einem Parameter ε_d , wodurch die Fülle der Hysteresekurve beeinflusst werden kann (Gleichung 6.48). Hierbei muss darauf geachtet werden, dass ε_d nicht größer als die Dehnung am Ende der Wiederbelastung ε_{end} wird. Aus diesem Grund erfolgt die Berechnung von ε_d über die Summe aus plastischer Dehnung ε_{pl} und einem Term, der diese Bedingung erfüllt. In diesem Term (vgl. Gleichung 6.49) wurde zusätzlich ein empirischer Faktor α_d eingeführt, wodurch unmittelbar die Gestalt der Wiederbelastungskurve beeinflusst wird und somit die numerischen Ergebnisse an die experimentellen Resultate angeglichen werden können. Dieser empirische Faktor darf Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Dadurch wird zusätzlich erreicht, dass ε_d stets größer als die plastische Dehnung ε_{pl} ist.

$$\varepsilon_{we} = \varepsilon_d + \frac{\sigma_{we}}{E_{we}} = \varepsilon_d + \frac{\beta_{we} \cdot \sigma_{end}}{E_{we}} \quad (6.48)$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{pl} + \alpha_d \cdot \left(\varepsilon_{ent} - \frac{\sigma_{ent}}{E_{ent}} - \varepsilon_{pl} \right) \quad (6.49)$$

Die Ermittlung der Steigungen sowohl am Start- als auch am Zielpunkt erfolgt über die Gleichungen 6.50 und 6.51. Dabei ist E_{we} eine Funktion der oben beschriebenen Dehnung ε_d . Für die Steigung am Startpunkt E_{wi} wird ein Parameter γ_{wi} eingeführt. Es ist darauf zu achten, dass E_{wi} größer als die Steigung E_{pl} bei Ende der Entlastung ε_{pl} ist, wodurch γ_{wi} Werte größer als 1

annehmen muss. In dieser Arbeit hat sich gezeigt, dass mit $\gamma_{wi} = 1,2$ sehr gute Ergebnisse erzielt werden können.

$$E_{we} = \frac{\sigma_{ent}}{\varepsilon_{ent} - \varepsilon_d} \quad (6.50)$$

$$E_{wi} = \gamma_{wi} \cdot E_{pl} = 1,2 \cdot E_{pl} \quad (6.51)$$

Nachdem der Wendepunkt überschritten ist, wird Regel W_2 aktiv. Insofern der Startpunkt mit dem oben beschriebenen Wendepunkt $(\sigma_{we}, \varepsilon_{we})$ schon festgelegt ist, bedarf es hier lediglich noch der Definition des Zielpunktes $(\sigma_{end}, \varepsilon_{end})$. Für die Ermittlung dieses Punktes sind in den vergangenen Jahren einige Methoden entwickelt worden. Mander [89] definierte für die Wiederbelastungskurve einen zu Beginn linearen Verlauf bis zu einem geometrischen Ort in der Spannungs-Dehnungs-Ebene $(\sigma_{neu}, \varepsilon_{neu})$, der knapp unterhalb des Endpunktes liegt, wodurch die zyklischen Degradierung berücksichtigt werden konnte. Diesem linearen Verlauf folgt anschließend ein parabelförmiger Verlauf, womit der Punkt $(\sigma_{neu}, \varepsilon_{neu})$ mit dem Endpunkt $(\sigma_{end}, \varepsilon_{end})$ verbunden wird. Für die Berechnung des Endpunktes verwendete Mander einen empirischen Ausdruck, der von den Startpunkten der Ent- und Wiederbelastung abhängt. Darüber hinaus wird bei dieser Methode zwischen umschnürten und nicht umschnürten Beton unterschieden. Im Gegensatz hierzu entwickelten Yankelevsky und Reinhardt [155] ein Verfahren, bei dem der Endpunkt durch den Schnittpunkt einer linearen Kurve mit der Begrenzungskurve ermittelt wird. Diese lineare Kurve wird durch zwei Punkte definiert, welche der aufgestellten Beziehung zwischen der plastischen Dehnung ε_{pl} und dem Endpunkt ε_{end} nach Karsan und Jirsa entsprechen [70]. Probleme treten bei diesem Verfahren jedoch dann auf, sobald die Endpunkte im Fall einer Entlastung bei kleinen oder mittleren Dehnungen berechnet werden sollen. Crisafulli orientierte sich 1997 an dem von Mander et al. entwickelten Vorschlag und stellte ein Verfahren auf, mit dem die Dehnung ε_{end} unter Zuhilfenahme eines empirischen Faktors α_{end} berechnet wird (Gleichung 6.52). Weitere Möglichkeiten zur Berechnung der Dehnung ε_{end} liefern u.a. Otter und Namman [104].

In dieser Arbeit bediente man sich der Methode von Mander [89], womit die Dehnung ε_{end} proportional zur Differenz zwischen den Dehnungen ε_{ent} und ε_{pl} dargestellt werden kann (Gleichung 6.52). Wie auch bei Crisafulli [23] wurde dieser Ausdruck mit einem Parameter erweitert, um somit die numerischen Ergebnisse besser an die experimentellen Ergebnisse angleichen zu können.

Es konnte anhand der Verifikation der numerischen Modelle an experimentellen Daten festgestellt werden, dass mit $\alpha_{end} = 0,35$ sehr gute Ergebnisse erzielt werden. Im Vergleich hierzu gab Crisafulli [23] für α_{end} einen Wertebereich von 0,2 bis 0,4 an.

$$\varepsilon_{end} = \varepsilon_{ent} + \alpha_{end} \cdot (\varepsilon_{ent} - \varepsilon_{pl}) \quad (6.52)$$

Insofern mit der Dehnung ε_{end} die Erstbelastungskurve erreicht wird und ab diesem Zeitpunkt das weitere Last-Verformungs-Verhalten entsprechend der Erstbelastungskurve definiert ist, berechnet sich die zugehörige Spannung σ_{end} sowie die Steigung an diesem Punkt unter Anwendung der Gleichung 6.24 und 6.26 bzw. Gleichung 6.27 und 6.28, wie sie für die Erstbelastungskurve definiert wurden

Wie bereits Eingangs des Kapitels 6.3 erwähnt wurde, dienen die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen hinsichtlich der Erst-, Ent- und Wiederbelastung als fiktive Kurvenverläufe, die lediglich die charakteristischen Kraft-Verformungs-Zusammenhänge der Diagonalstrebe darlegen. Aus diesem Grund erfolgt hier die Transformation auf die axiale Kraft F_d sowie die axiale Verformung Δ der Strebe in Anlehnung an die fiktive Spannung σ^* bzw. fiktive Dehnung ε^* unter Ansatz der Gleichungen 6.53 und 6.54 (Abbildung 6.5b)).

$$F_d = w \cdot t \cdot \sigma^* \quad (6.53)$$

$$\Delta = d_m \cdot \varepsilon^* \quad (6.54)$$

6.4 Vergleich mit experimentellem Ergebnis

Zur Verifizierung der oben beschriebenen programmierten Druckstrebe bediente man sich der Arbeit von Naraine und Sinha [101]. Diese untersuchten das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk unter zyklischer Druckbelastung. Abbildung 6.11 zeigt das Ergebnis einer zyklisch belasteten Mauerwerksscheibe, deren Abmessung 700 x 700 x 230 mm entsprach. Naraine und Sinha verwendeten für den Versuchskörper Hohlblockziegel mit einer Druckfestigkeit von $\beta_{D,St} = 13,1 \text{ MN/m}^2$. Der Mörtel hatte ein Mischungsverhältnis in Raumteilen von 1:5 (Zement : Sand) und einen Wasser-Zement-Wert von 0,65. Die Druckfestigkeit wurde an 70 mm großen Würfelproben

Tabelle 6.1: Eingangsparameter der äquivalenten Druckdiagonalen zur Verifizierung des Versuchs V2

| | |
|--|--|
| Parameter | |
| Maximale Diagonalstrebendruckfestigkeit | $f_d^* = 5,27 \text{ MN/m}^2$ |
| Dehnung bei maximaler Diagonalstrebendruckfestigkeit | $\varepsilon_c = 6,1 \text{ }^\circ/\text{00}$ |
| maximale Dehnung | $\varepsilon_u = 18,0 \text{ }^\circ/\text{00}$ |
| E-Modul äquivalente Diagonalstrebe | $E_{m0} = 3600 \text{ MN/m}^2$ |
| empirische Parameter | |
| | $\gamma_{ent} = 2,5$ $\gamma_{pl} = 0,5$ $\alpha_{end} = 0,35$ $\alpha_d = 0,6$ |

zu $\beta_{D,Moe} = 6,1 \text{ MN/m}^2$ bestimmt. Der komplette Versuchsdurchlauf bestand aus elf Zyklen, wobei darauf geachtet wurde, dass jede Wiederbelastung bis mindestens zur Umhüllenden verlief. Der Versuch wurde beendet, nachdem ein merkliches Absteigen der Spannungs-Dehnungs-Kurve zu verzeichnen war.

Für die numerische Nachrechnung wurde das vorgestellte Modell der äquivalenten Diagonalstrebe über Subroutinen im FE-Code ABAQUS implementiert. Des Weiteren war die Angabe mehrerer Eingangsparameter erforderlich. Insofern es sich bei diesem Versuch um eine Belastung senkrecht zur Lagerfuge handelt, konnten Materialparameter wie z.B. die maximale Druckfestigkeit der Strebe f_d^* und die dazugehörige Dehnung ε_c direkt aus der Versuchsaufzeichnung (Abbildung 6.11) abgelesen und der Diagonalstrebe zugewiesen werden. Eine Ermittlung von f_d^* auf Basis der in Kapitel 6.2 beschriebenen Schadensformen und der Fugenneigung erübrigte sich dadurch. Sowohl die eben benannten Materialparameter, als auch die erforderlichen empirischen Konstanten können der Tabelle 6.1 entnommen werden.

Den experimentellen Ergebnissen in Abbildung 6.11 wurden die numerischen Ergebnisse überlagert. Es ist eine sehr gute Übereinstimmung beider Kurven zu erkennen. Die Anfangssteifigkeit ist nahezu identisch. Sowohl der Verlauf der Umhüllenden als auch die Formen der Ent- und Wiederbelastungskurven können für kleine bis große Dehnungen sehr gut abgebildet werden. Allenfalls bei mittleren Dehnungen sind kleinere Abweichungen zu beobachten. Diese sind ein Resultat der dem Makro-Element zu Grunde gelegten Methode

zur Ermittlung der plastischen Dehnungen ε_{pl} , womit Werte ermittelt werden, die etwas größer sind als die entsprechend der experimentellen Aufzeichnung. Dies zeigt sich auch anhand der Daten in Tabelle 6.2, in der die experimentellen und numerischen Spannungs-Dehnungs-Koordinaten bei Entlastungsbeginn (ε_{ent} , σ_{ent}) sowie die plastische Dehnung ε_{pl} eines jeden Zyklus angegeben sind.

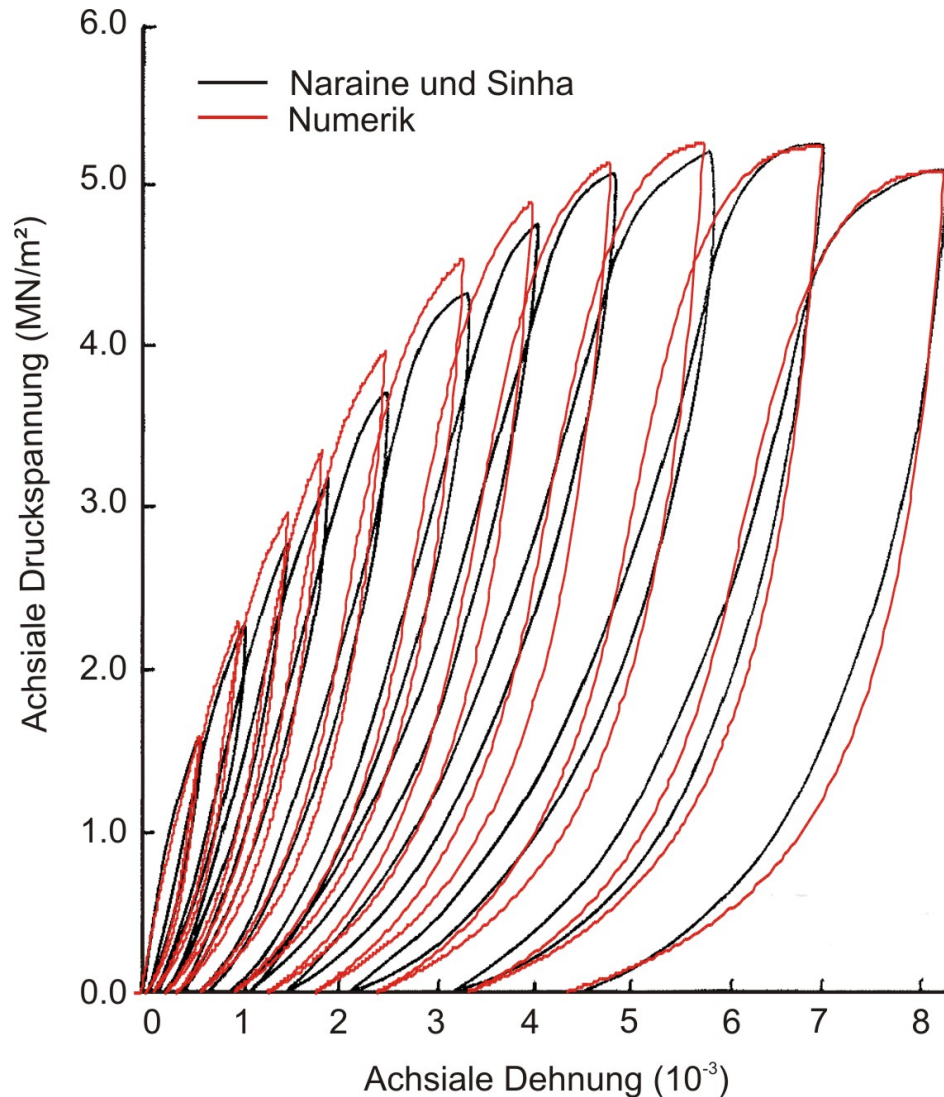


Abbildung 6.11: Spannungs-Dehnungs-Verlauf axial zyklisch getesteter Mauerwerkskörper

Trotz der Komplexität einer zyklischen Belastungsantwort, welche sich aus den zahlreichen Parametern ergibt, die für die Beschreibung der Erst-, Ent- und Wiederbelastungskurven erforderlich sind, können die Ergebnisse von Naraine und Sinha sehr gut nachgerechnet werden. Weitere Verifikationen der

Tabelle 6.2: Numerisch und experimentell gewonnene Werte

| Zyklus | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| ε_{ent} | 0,60 | 1,00 | 1,50 | 1,85 | 2,50 | 3,30 | 4,00 | 4,80 | 5,75 | 6,95 | 8,20 |
| σ_{ent} | 1,57 | 2,24 | 2,79 | 3,15 | 3,96 | 4,31 | 4,76 | 5,03 | 5,17 | 5,27 | 5,06 |
| σ_{ent} | 1,59 | 2,28 | 2,95 | 3,33 | 3,98 | 4,49 | 4,83 | 5,15 | 5,16 | 5,24 | 4,95 |
| ε_{pl} | 0,07 | 0,14 | 0,25 | 0,39 | 0,61 | 0,86 | 1,07 | 1,50 | 2,20 | 3,23 | 4,50 |
| ε_{pl} | 0,08 | 0,17 | 0,28 | 0,43 | 0,65 | 0,98 | 1,34 | 1,83 | 2,47 | 3,37 | 4,34 |

programmierten äquivalenten Druckstrebe anhand eigener Versuche erfolgen im Kapitel 8. Anhand dieser Ergebnisse wird gezeigt, dass auch ganze mauerwerksausgefachte Strukturen numerisch sehr gut abgebildet werden können.

7 Experimentelle Untersuchung

Seit nunmehr fünf Jahrzehnten befassen sich Wissenschaftler mit der Aufgabe das Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung infolge statischer und zyklischer Beanspruchung zu verstehen. Begleitet wurde diese Aufgabe durch unzählige experimentelle und später auch numerische Untersuchungen. Trotzdem ist es bis heute noch nicht gelungen, für mauerwerksausgefachte Stahlbetonrahmen eine allgemeingültige Darstellung des Last-Verformungs-Verhaltens zu präsentieren. Der Grund hierfür liegt zum einen in der großen Anzahl mechanischer und geometrischer Parameter die alle mit unterschiedlich großem Einfluss zum globalen Last-Verformungs-Verhalten beitragen. Zum anderen ist die Ermittlung dieser Werte teilweise mit sehr großen Unsicherheiten behaftet. Hier sei repräsentativ die Haftscherfestigkeit β_{Hs} des Mörtels oder der E-Modul des Mauerwerks E_m erwähnt, die großen Wertebereichen unterlegen sind und somit einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten dieser Strukturen haben (Schuber [134], Brameshuber [17]).

Um die Gültigkeit bzw. Tauglichkeit der in dieser Arbeit vorgestellten numerischen Modelle, zur Darstellung des nichtlinearen Last-Verformungs-Verhaltens von mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen zu belegen, bedarf es der Verifikation an experimentellen Daten. Neben der oben erwähnten Unsicherheiten, kam bei der Wahl von experimentellen Daten aus der Literatur erschwerend hinzu, dass die für die numerischen Modelle erforderlichen Parameter teilweise nicht oder nur sehr beschränkt dokumentiert sind. Aus diesem Grund wurden eigene Versuche durchgeführt, womit eine lückenlose und schlüssige Verifizierung der programmierten Makro-Elemente durchgeführt werden konnte. Die Versuche werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt.

7.1 Beschreibung der Versuchskörper

7.1.1 Konstruktive Ausführung der Versuchskörper

Im Rahmen der experimentellen Untersuchung mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen wurden drei Versuche an unskalierten Strukturen durchgeführt, die im Folgenden mit V1, V2 und V3 bezeichnet werden. In Tabelle 7.1 ist das Versuchsprogramm kurz zusammengefasst dargestellt. Im Vergleich zu Versuch V1, der als Referenzversuch diente, wurde bei Versuch V2 der Einfluss der Mauerwerksfestigkeit auf das Last-Verformungs-Verhalten untersucht, weshalb ein Mörtel deutlich höherer Festigkeit verwendet wurde. Mit dem dritten Versuch sollte zudem der Einfluss des Rahmens bewertet werden. Aus diesem Grund wurde ein Beton sehr hoher Festigkeitsklasse verwendet.

Tabelle 7.1: Versuchsprogramm

| Versuch | Versuchskörper |
|---------|---|
| V1 | Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung aus Kalksandsteinen |
| V2 | wie V1, nur mit deutlich höherer Mörtelfestigkeit |
| V3 | wie V1, nur mit einem Beton höherer Festigkeitsklasse |

Die geometrische Ausführung sowie die Bewehrung der Rahmenbauteile blieb bei allen Versuchen unverändert. Die Rahmenstützen besaßen einen quadratischen Querschnitt von (0,3 x 0,3 m). Als Längsbewehrung wurden je Seite vier Stäbe mit einem Durchmesser von 16 mm eingelegt. Für die Querbewehrung wurden im Abstand von 15 cm Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm eingelegt. Der Querschnitt des Rahmenriegels war 0,4 m hoch und 0,3 m breit. Als Längsbewehrung wurden in oberer Lage vier Stäbe mit einem Durchmesser von 16 mm und in untere Lage vier Stäbe mit einem Durchmesser von 14mm eingelegt. Die Querbewehrung entsprach derer der Stützen. Die Stützen waren in einem Fundamentbalken eingespannt der 0,6 m hoch und 0,3 m breit war. Die Längsbewehrung wurde durch vier Stäbe je Seite mit einem Durchmesser von 20 mm ausgeführt. Bügel mit 10 mm Durchmesser im Abstand von 20 cm dienten als Querbewehrung. Infolge konstruktiver Richtlinien wurden im Fundamentbalken zwei zusätzlich Längsstäbe mit 20 mm Durchmesser und beim Riegel ein zusätzlicher Längsstab mit einem Durchmesser von 16 mm eingelegt. Die Mauerwerksausfachung wurde gemäß einem mittigen Läuferverband hergestellt und war 2,5 m hoch und 2,5 m breit.

Durch die Verwendung von Kalksandsteinen des Typs (KS-Vollstein 3 DF) mit den Maßen (240x175x113 mm) war die Dicke des Mauerwerks auf 0,175 m vorgegeben. Sämtliche oben angeführten Angaben sind in Tabelle 7.2 und in Abbildung 7.1 noch einmal zusammengefasst dargelegt.

Tabelle 7.2: Angaben zur konstruktiven Ausbildung der Versuchskörper

| Material | Eigenschaften | Werte |
|-----------|--|---|
| Beton | Stützenquerschnitt h/b Riegelquerschnitt h/b Fundamentbalken h/b | 30 x 30 cm 40 x 30 cm 60 x 30 cm |
| Bewehrung | Längsbewehrung Stütze Bügelbewehrung Stütze Längsbewehrung Riegel Bügelbewehrung Riegel Längsbewehrung Fundamentbalken Bügelbewehrung Fundamentbalken | 4 Ø 16 je Seite Bü Ø 8 - 15 4 Ø 16 oben 4 Ø 14 unten Bü Ø 8 - 15 4 Ø 20 oben Bü Ø 10 - 20 |
| Mauerwerk | Steinart Steinformat Steinfestigkeitsklasse Rohdichte Stein | KS-Vollstein 3 DF (240 x 175 x 113 mm) 12 1,8 kg/dm ³ |

Nachdem die Bewehrungskörper in die Schalung eingelegt waren, erfolgte das Betonieren des Rahmens liegend. Nach zweitägiger Aushärtung des Betons wurde die Schalung entfernt und der Rahmen weitere sieben Tage durch Abdeckung mit feuchten Tüchern nachbehandelt. Daran anschließend wurde der Rahmen aufgerichtet und in den Versuchsstand eingestellt. Unmittelbar danach erfolgt die Herstellung der Mauerwerksausfachung.

7.1.2 Versuchsaufbau und Instrumentierung

Nachdem der Versuchskörper in den Versuchsstand eingestellt war, musste dieser gegen mögliche ungewollte Verschiebungen, wodurch die Messergebnisse erheblich verfälscht werden könnten, fest in dem Versuchsstand verankert werden. Gegen ein einseitiges Abheben des Versuchskörpers, infolge der Einleitung horizontaler Auslenkungen am Riegel, wurde der Fundamentbalken

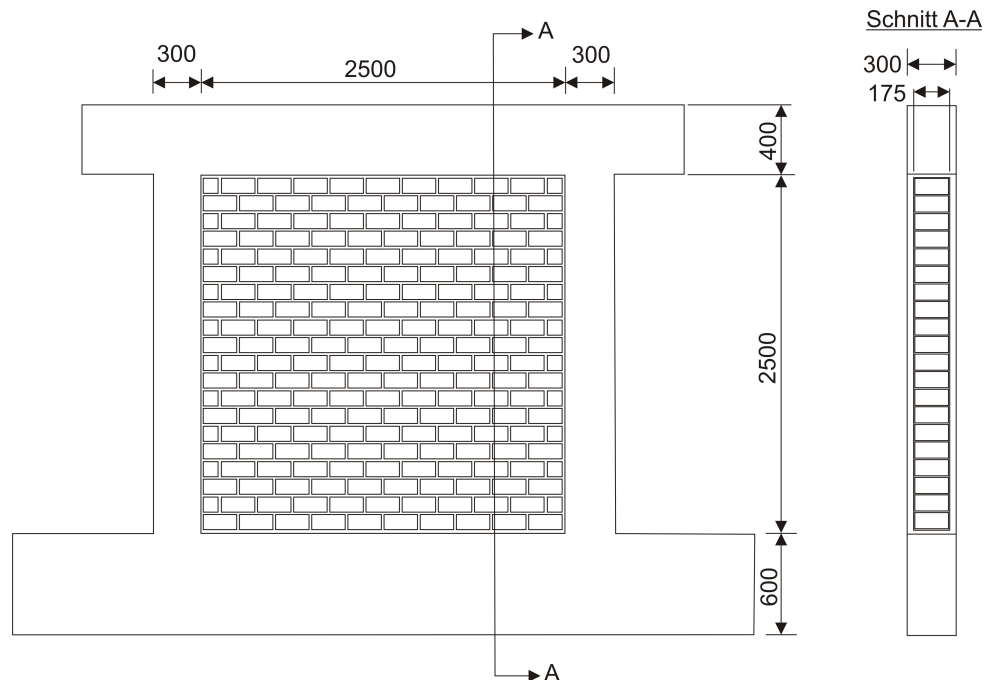


Abbildung 7.1: Konstruktive Ausbildung der Versuchskörper (Angaben in [mm])

an beiden Seiten durch ein aufgelegtes U-Profil und zwei Gewindestangen an Vorder- und Rückseite fest mit dem Boden verankert. Neben der Verhinderung eines Abhebens diene dieses Konstruktionsdetail auch zur Ausrichtung des Versuchskörpers in dem Versuchsstand. Einen zusätzlichen Schutz gegen eine Verschiebung in Richtung der Lasteinleitung lieferte ein an beiden Enden des Fundamentbalkens vorgelagerter Peine-Träger, der wiederum selbst durch zwei am Boden fest montierte Fußplatten an einer Auslenkung gehindert ist.

Die Lasteinleitung der Struktur erfolgte über einen am Riegel gelenkig angeschlossenen Hydraulikzylinder, der rückseitig an einer Spannwand montiert war, die wiederum gegen mögliche horizontale Verschiebungen fest mit dem Boden fixiert wurde. Die horizontalen Auslenkungen wurden derart in die Struktur eingeleitet, indem an beiden Enden des Riegels Futterplatten angebracht wurden, die durch Gewindestangen fest miteinander verspannt waren. Somit konnten mögliche Imperfektionen wie z.B. versuchsbedingte Öffnungen im Riegel zur Fixierung der Lasteinleitungsapparatur verhindert werden, wie es teilweise auf Grund andersartiger Lasteinleitungsmodelle zu beobachten ist (Schmidt [127]). Infolge der vorgegebenen Ausmaße des Hydraulikzylinders waren horizontale Auslenkungen der Struktur von 120 mm in beide Richtungen möglich.

Zur Aufzeichnung des zyklischen Last-Verformungs-Verhalten wurde neben dem Kolbenweg auch die Kolbenkraft messtechnisch erfasst. Zusätzlich wurde am oberen Ende der zylinderseitigen Stütze ein Wegaufnehmer platziert, wodurch neben dem Kolbenweg auch die Horizontalverschiebung des Riegels gemessen werden konnte. In Abbildung 7.2 ist der Versuchsaufbaus sowie die Instrumentierung dargestellt.

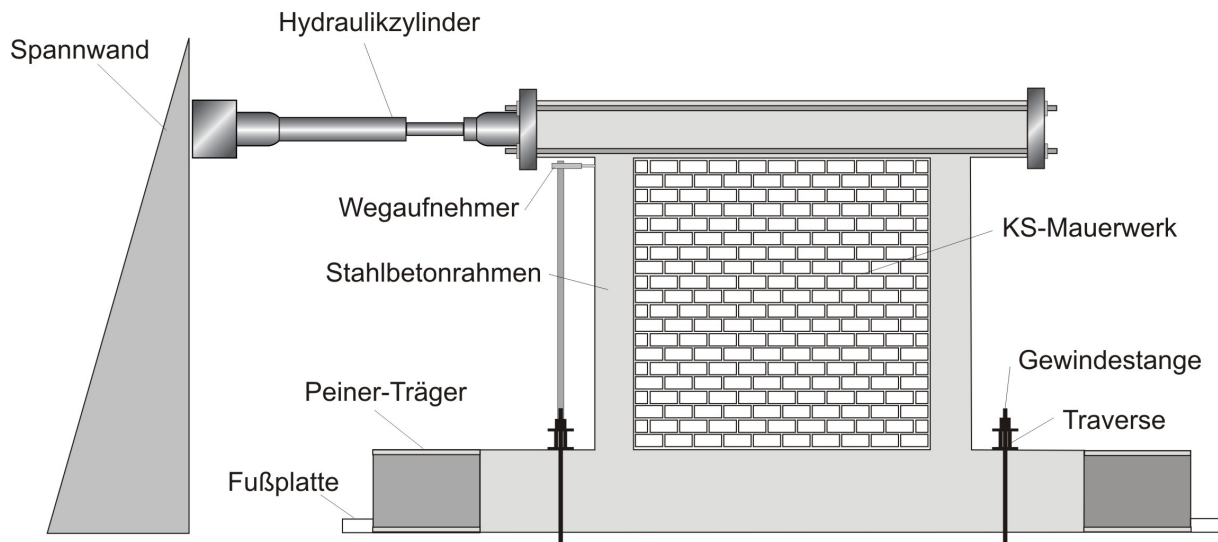


Abbildung 7.2: Ansicht der Prüfeinrichtung

7.1.3 Versuchsdurchführung

Die Prüfkörper wurden durch mehrere Versuchsläufe belastet, deren maximale horizontale Auslenkung von Lauf zu Lauf erhöht und infolge mehrerer Zyklen sukzessive aufgebracht wurde. Der letzte Versuchslauf wurde per Hand gefahren, d.h. die Struktur wurde solange ausgelenkt bis ein kompletter Schaden zu verzeichnen war. Beim ersten Versuchslauf wurde bis zu einer maximalen Horizontalauslenkung von 1 mm gefahren. Anhand der aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurve wurde daran die Anfangssteifigkeit ermittelt. Der zweite Versuchslauf war dem ersten identisch und hatte somit ebenfalls eine maximale Auslenkung von 1 mm. Der Grund zwei identischer nacheinander durchgeführter Versuchsläufe liegt in der Möglichkeit, Schlüsse hinsichtlich des primären und sekundären zyklischen Verhaltens der Versuchskörper zu bewerten. Basierend auf dem gleichen Hintergrund waren die Versuchsläufe drei und vier ebenfalls identisch. Insgesamt wurde der Versuchskörper durch zehn Versuchsläufe belastet, die alle mit ihrer maximalen Horizontalauslenkung

in Tabelle 7.3 angegeben sind.

Tabelle 7.3: Übersicht über die einzelnen Versuchsläufe

| Versuchslauf | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|------------------------------------|---|---|---|---|---|----|----|----|----|-----|
| maximale Horizontalauslenkung [mm] | 1 | 1 | 3 | 3 | 8 | 16 | 36 | 50 | 70 | >70 |

In Abbildung 7.3 sind repräsentativ die Weg-Zeit-Verläufe der Versuchsläufe 5 und 8 dargestellt.

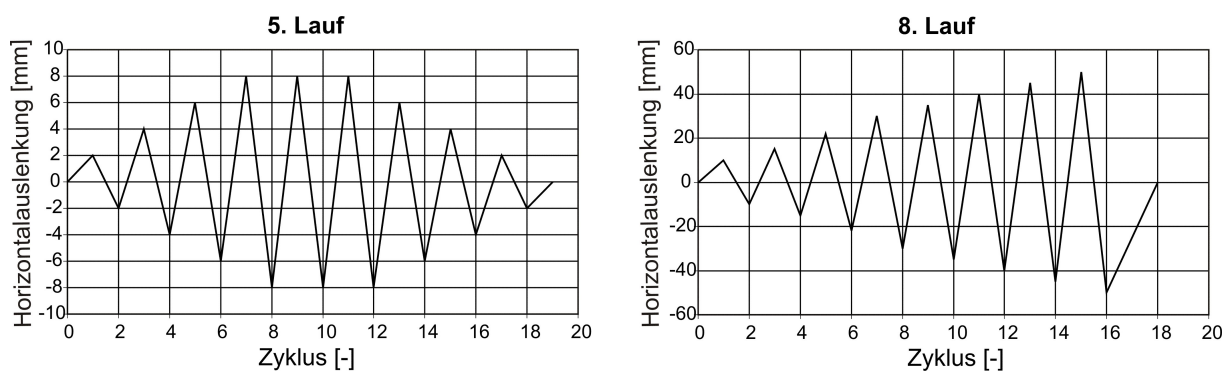


Abbildung 7.3: Weg-Zeit-Verlauf der Versuchsläufe 5 (links) und 8 (rechts)

7.1.4 Materialeigenschaften

Anhand zahlreicher Kleinversuche wurden die Materialkennwerte der verwendeten Betone, der Mauersteine und der verschiedenen Mörtelrezepturen ermittelt. Die dabei ermittelten mechanischen Eigenschaften halfen zum einen die experimentellen Ergebnisse zu deuten und zu verstehen und waren zum anderen wichtige Eingangsparameter für das numerische Modell. Dabei wurden ausschließlich Prüfungen an den einzelnen Mauerwerkskomponenten und nicht an Mauerwerkskleinkörpern durchgeführt.

Beton

Der Beton war neben dem Mörtel der einzige Parameter, der im Rahmen des Versuchsprogramms verändert wurde. So lag den beiden Versuchen V1 und V2 ein Beton der Festigkeitsklasse C25/30 zu Grunde. Im Vergleich hierzu wurde für den Versuch V3 ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 verwendet.

Für die Durchführung der Kleinversuche wurden am Betoniertag sechs Prüfkörper erstellt, womit die Druckfestigkeit, die Rohdichte, die Biegezugfestigkeit und der E-Modul bestimmt wurden. Die Ermittlung der Kennwerte erfolgte immer am Versuchstag. Die Druckfestigkeitsprüfung wurde an 300 mm hohen Zylinderproben mit einem Durchmesser von 150 mm gemäß DIN EN 12390-3 [39] durchgeführt. Insofern keine ungewöhnlichen Bruchtypen bei den getesteten Zylindern festgestellt wurden, können Fehler beim Einbau der Probe oder der Prüfmaschine ausgeschlossen werden. Die Biegezugfestigkeit wurde entsprechend Bild 1 der DIN EN 12390-5 [40] an Prismenkörper durch eine „Zweipunkt-Lasteintragung“ ermittelt. Die Bestimmung der Rohdichte erfolgte nach den Richtlinien der DIN EN 12390-7 [41]. In Tabelle 7.4 sind alle oben angesprochenen Materialkennwerte enthalten.

Tabelle 7.4: Resultate der Materialtests an den Betonproben

| Versuch | Prüfalter | Rohdichte [kg/dm ³] | Druck- festigkeit [MN/m ²] | Biegezug- festigkeit [MN/m ²] | E-Modul [MN/m ²] |
|---------|-----------|------------------------------------|--|---|---------------------------------|
| V1 | 38 Tage | 2,30 | 38,41 | 5,17 | 24984,42 |
| V2 | 85 Tage | 2,27 | 34,34 | 4,59 | 23633,87 |
| V3 | 65 Tage | 2,34 | 65,25 | 4,90 | 27898,98 |

Mörtel

Wie zuvor erwähnt, ist der Mörtel die zweite Variable, die innerhalb des Versuchsprogramms verändert wurde. Bei den Versuchen V3 und V1 wurde ein Kalk-Zement-Mörtel im Mischungsverhältnis von 2:1:9 (Volumenteile Kalkhydrat:Zement:Sand) verwendet. Beim Versuch V2 lag eine Mörtelmischung von 0:1:4 (Volumenteile Kalkhydrat:Zement:Sand) zu Grunde. Die Standard-Mörtelprüfungen zur Ermittlung der Materialkennwerte wurden nach der Prüfvorschrift DIN 18555, Teil 3 [36] durchgeführt. Dabei wurde neben der Rohdichte auch die Druck- und Biegezugfestigkeit ermittelt, deren Bestimmung entsprechend der Regelungen der DIN 1164, Teil 7 [34] geführt wurden. Alle Materialkennwerte können der Tabelle 7.5 entnommen werden.

Tabelle 7.5: Resultate der Materialtests an den Mörtelproben

| Versuch | Prüfalter | Rohdichte [kg/dm ³] | Druck- festigkeit [MN/m ²] | Biegezug- festigkeit [MN/m ²] |
|---------|-----------|------------------------------------|--|---|
| V1 | 28 Tage | 1,75 | 2,04 | 0,67 |
| V2 | 28 Tage | 1,85 | 10,07 | 2,94 |
| V3 | 28 Tage | 1,76 | 1,82 | 0,73 |

Mauerstein

Für die Ausfachung wurden für alle drei Versuchskörper KS-Vollsteine des Typs (DIN 106-KS12-1,8-3DF) gewählt. Eigene Kleinversuche an den Mauersteinen wurden nicht durchgeführt. Der Grund hierfür liegt darin, dass neben den drei Versuchen V1, V2 und V3 im gleichen Versuchsstand auch Versuch an tragenden Mauerwerkswänden von Stempniewski und Wallner [146] durchgeführt wurden. Dabei stammen die Mauersteine aller Versuche aus der gleichen Produktionscharge. Insofern Stempniewski und Wallner bereits Kleinversuche an den Mauersteinen gemacht hatte, bediente man sich hier lediglich der dabei ermittelten Werte. Wie in der Arbeit von Stempniewski und Wallner zu lesen ist, wurde die Druckfestigkeit nach DIN 106-1 [33] und die Spaltzugfestigkeit parallel zur Lagerfuge gemäß den Empfehlungen nach RILEM bestimmt. Zusätzlich wurde der E-Modul des Mauersteins mit Hilfe der an drei weiteren Prüfkörpern aufgezeichneten Last-Verformungs-Beziehungen berechnet. Wie in der Arbeit von Stempniewski und Wallner [146] erwähnt ist, wurde weder die Druckfestigkeit, noch der E-Modul sowie die Spaltzugfestigkeit parallel zur Lagerfuge ermittelt, insofern diese mit guter Annäherung denen senkrecht zur Lagerfuge entsprechen. Die Materialkennwerte des Mauersteins, können der Tabelle 7.6 entnommen werden.

Tabelle 7.6: Ergebnisse der Materialprüfung der Mauersteine nach Stempniewski und Wallner [146]

| Druckfestigkeit | Spaltzugfestigkeit [MN/m ²] | E-Modul [MN/m ²] |
|-----------------|--|---------------------------------|
| 20,4 | 2,0 | 5012,0 |

7.2 Versuchsergebnisse

7.2.1 Versuch 1: Rahmen mit Ausfachung aus Kalksandstein

Während der ersten beiden Versuchsläufe wurden noch keine Risse in der Wand festgestellt, die Last-Verformungs-Kurve war somit linear. Erst bei einer Auslenkung von etwa 2 mm (5. Versuchslauf) begann sich die Ausfachung an der lastzugewandten Seite abrupt vom Rahmen zu lösen. Dieses plötzliche Ablösen wurde dabei durch einen hörbar dumpfen Ton begleitet. Während dieses fünften Versuchslaufs wurde eine deutliche Rissbildung in diagonaler Richtung erkennbar. Zudem traten erste kleine Risse in der Nähe der Rahmenecken auf. In der unteren, zur Lasteinleitung zugewandten Ecke wurde ein Riss in einem Mauerstein beobachtet. Die Aufzeichnung der Last-Verformungs-Kurven zeigten in diesem Versuchsdurchlauf bereits ein deutlich nichtlineares Verhalten. In Abbildung 7.4 sind die Last-Verformungs-Kurven des Versuchslaufs 1 sowie des Versuchslaufs 5 dargestellt. Hierbei muss erwähnt werden, dass auf der Abszisse nicht der Kolbenweg des Hydraulikzylinders aufgetragen ist, welcher den vorgegebenen Horizontalauslenkungen der jeweiligen Versuchsläufe entsprechen. Die tatsächlichen Horizontalauslenkungen der Struktur wurden über einen Wegaufnehmer aufgezeichnet und schließlich den Diagrammen zu Grunde gelegt.

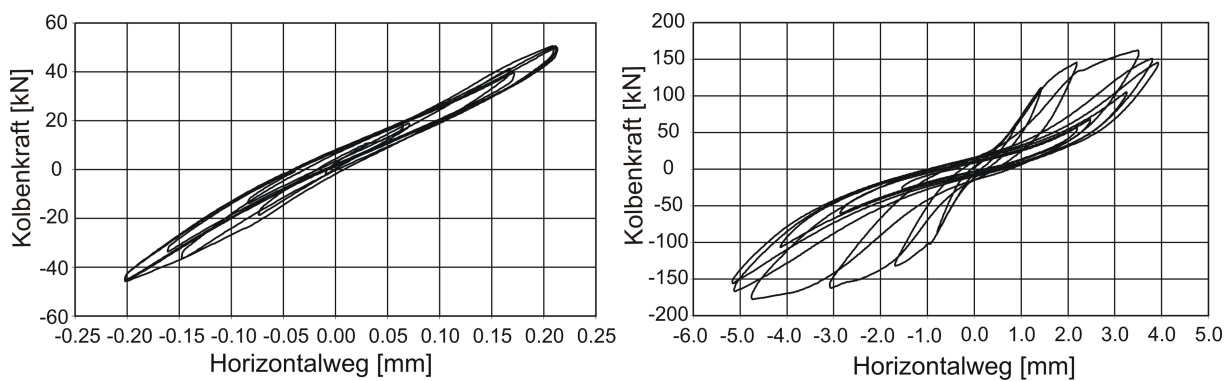


Abbildung 7.4: Darstellung der beiden Last-Verformungs-Kurven von Versuchslauf 1 (links) und Versuchslauf 5 (rechts)

Die Anzahl der Risse sowohl im Mauerwerk als auch in den Rahmenbauteilen vermehrten sich im sechsten Versuchslauf erheblich. Dabei gingen die Risse im Mauerwerk in beiden Diagonalrichtungen nun vollständig durch und kreuzten sich annähernd in der Ausfachungsmitte, so dass das bekannte Scha-

denkmuster der diagonalen Rissbildung entlang der Stoß- und Lagerfugen deutlich zu erkennen war. Bei dem siebten Versuchslauf vermehrten sich die Risse in solch einem starken Maße, dass das Schadensbild diagonalen Risse nicht mehr zu sehen war. Im oberen und mittleren Bereich der Mauerwerksausfachung liefen die Risse in den Lagerfugen teilweise komplett durch. Es konnte zudem das Herausbröckeln des Mörtels aus den Fugen beobachtet werden. Die Rahmenecken waren mittlerweile sehr stark beschädigt. In Abbildung 7.5 sind die Rissbilder nach dem sechsten und nach dem siebten Versuchslauf dargestellt.

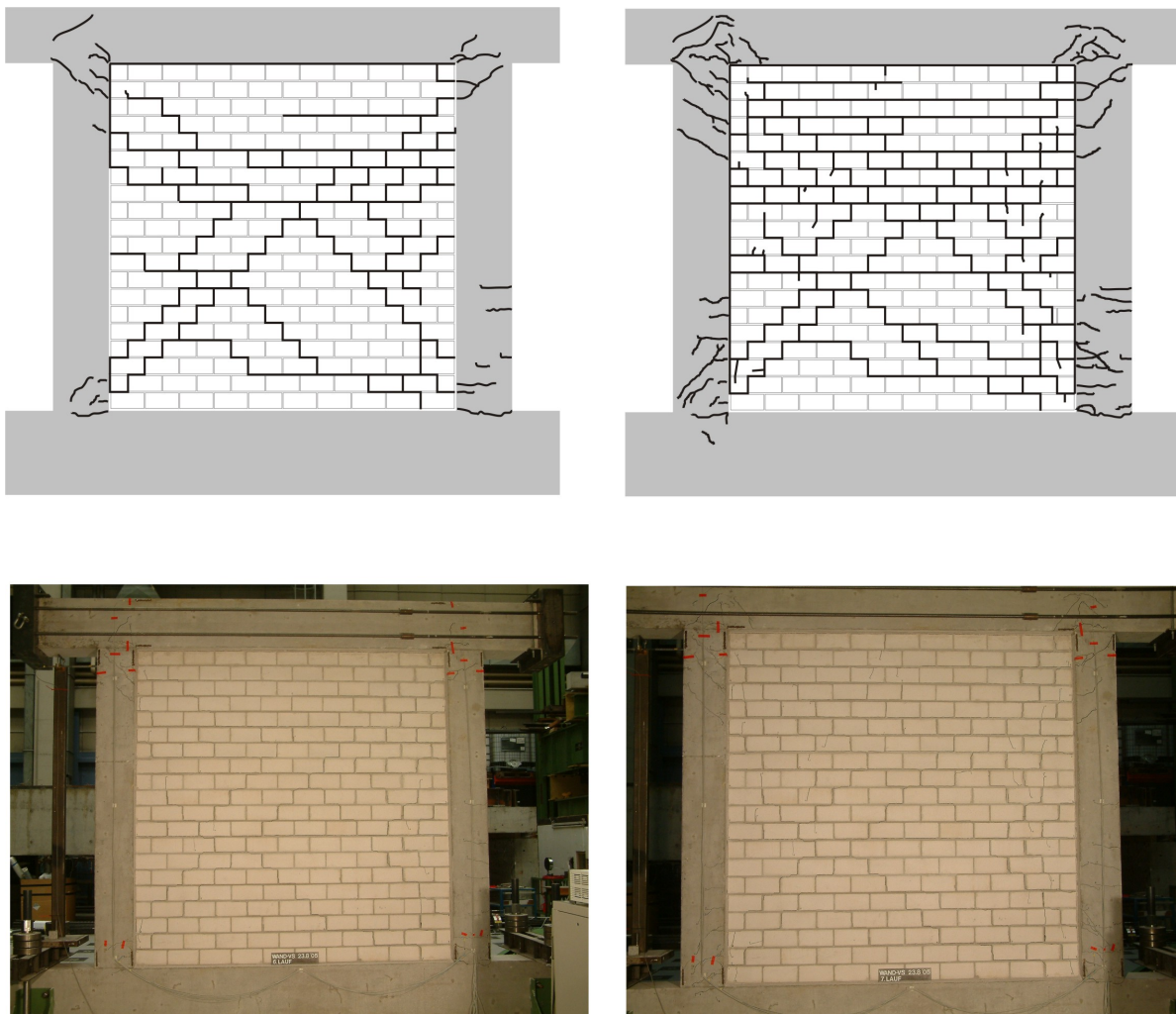


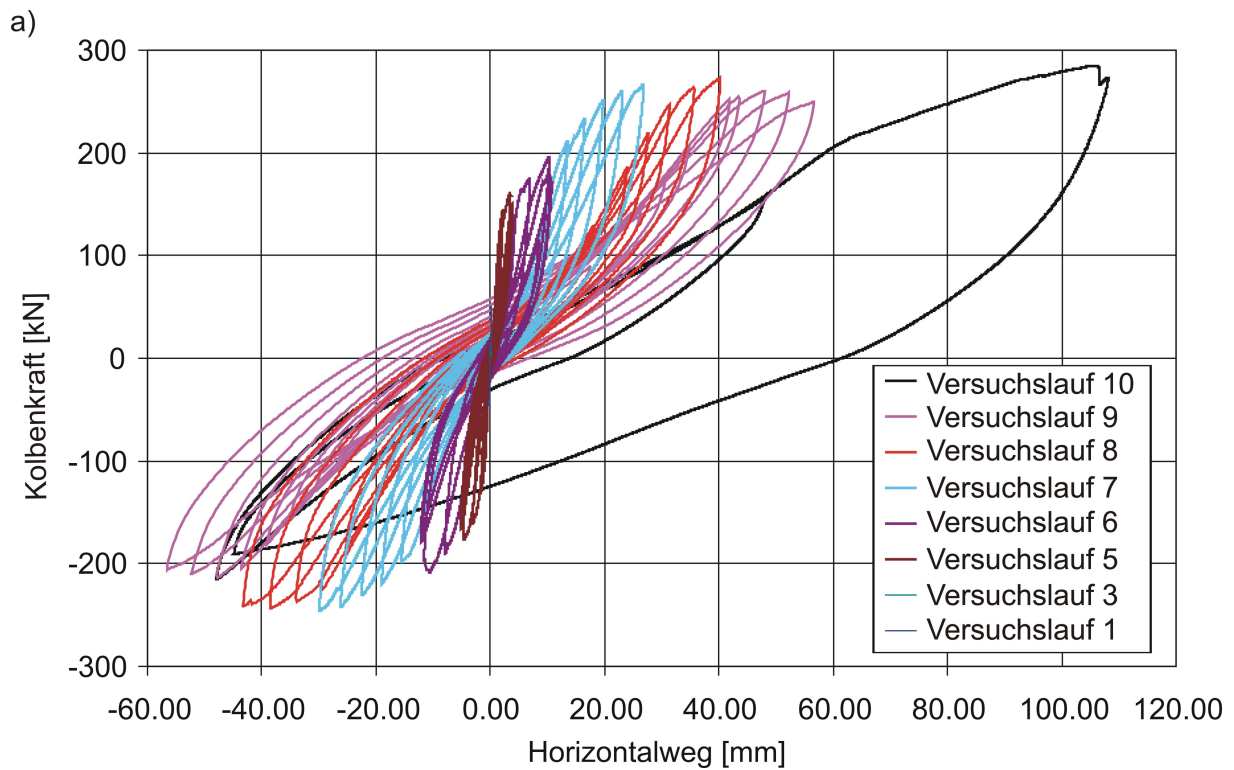
Abbildung 7.5: Vergleich der beiden Rissbilder nach dem Versuchslauf 6 (links) und 7 (rechts)

Durch die rasante Zunahme der Risse im Mauerwerk während des achten und neunten Versuchslaufs sowie vermehrter Risse in den Mauersteinen trat ein sehr verschmiertes Rissbild ein. In den Rahmenstützen traten zu-

dem Schubrisse in mittlerer Höhe ein. Der letzte Zyklus wurde bis auf eine Auslenkung von 114 mm in positiver Richtung gefahren. Der Versuch wurde abgebrochen, als sich die Wand deutlich aus ihrer Belastungsebene herausdrehte. Die Mauerwerksausfachung war komplett zerstört. Augenscheinlich waren die Risse in den Mauersteinen über die gesamte Höhe im linken und rechten Bereich der Wand konzentriert. Nur vereinzelte Steine im Zentrum der Wand waren beschädigt. In den Rahmenecken waren Rissöffnungen bis zu 5 mm beobachtet worden. Im Fundamentbalken trat erst mit dem letzten Versuchslauf unter der lastzugewandten Stütze ein Biegeriss auf.

In Abbildung 7.6 sind die Last-Verformungs-Verläufe aller Zyklen zusammengefasst dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Struktur bis zu einer Auslenkung von etwa 5 mm nahezu linear verhält. Nach dem Übergang in den nichtlinearen Bereich ist ein annähernd geradliniger Anstieg der Kolbenkraft über den Horizontalweg zu erkennen. Die maximale Kolbenkraft von 282 kN wird erst beim letzten Versuchslauf erreicht. Allerdings ist schon bereits bei einer Horizontalauslenkung von ungefähr 40 mm eine Kolbenkraft von 273 kN erreicht. Die Ursache hierfür liegt darin, dass während des achten Versuchslaufs, bei etwa 40 mm Horizontalauslenkung, ein kompletter Riss in einer Lagerfuge in mittlerer Ausfachungshöhe eintrat. Infolge des daraus resultierenden Gleitens ganzer Steinreihen wird der bis zu diesem Zeitpunkt gemessene Anstieg der Widerstandskraft abgebrochen. Wird die Struktur weiter ausgelenkt, erfolgt durch die Mauerwerksausfachung mit immer größerer Auslenkung eine stärkere Behinderung der Rahmenknotenverdrehung. Dies hat zur Folge, dass die Normalspannungen in den Lagerfugen ansteigen und demnach das Gleiten der Steinreihen zum Stillstand kommt. Die Schubübertragung in den Fugen wird erhöht und ein weiterer Anstieg der Kolbenkraft wird erreicht, wie es in Abbildung 7.6 beim letzten Versuchslauf Zehn zu erkennen ist.

Es ist zudem zu erkennen, dass die Festigkeit in negativer Belastungsrichtung etwas kleiner ist als in positiver Richtung. Wie später gezeigt wird, ist dieser Zustand bei allen drei Versuchen, allerdings mit unterschiedlicher Intensität, zu beobachten. Die Ursache hierfür liegt in der Art der Lasteinleitung. Wie bereits in Kapitel 7.1.2 beschrieben wurde, erfolgt die Lasteinleitung über zwei Futterplatten, die an den Riegelenden miteinander durch vier Gewindestangen verspannt sind (Abbildung 7.2). In positiver Richtung wird dadurch die Last direkt in die Struktur eingeleitet. Die Widerstandskraft berechnet sich somit durch die Multiplikation der Verschiebung u mit der horizontalen Steifigkeit k_1 des Systems. In negativer Belastungsrichtung wird die Last nicht direkt, sondern



b)

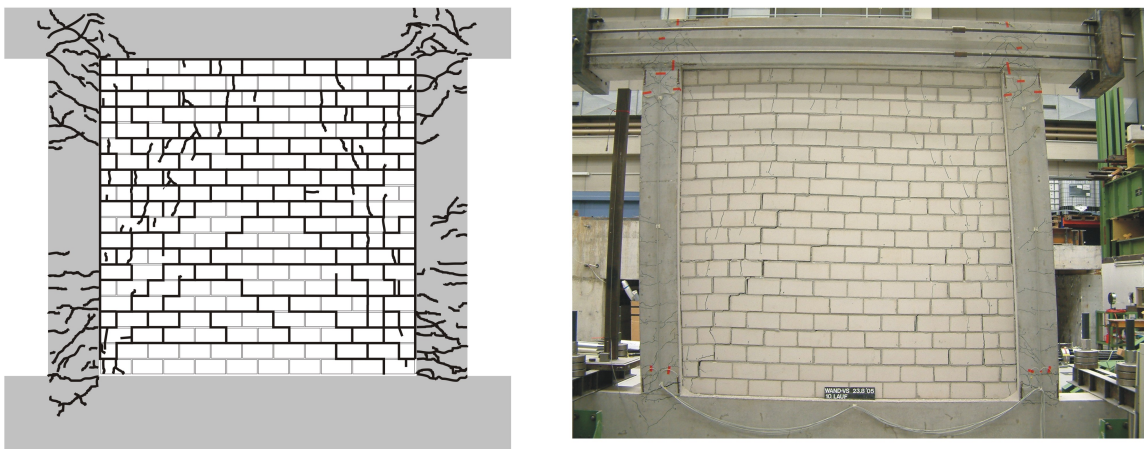


Abbildung 7.6: Zusammenfassung aller Last-Verformungs-Kurven sowie Rissbild nach Beendigung des zehnten Versuchslaufs

über die vier Gewindestangen in die Struktur eingeleitet. Die Widerstandskraft ermittelt sich infolgedessen durch die Multiplikation der Verschiebung u mit einer Steifigkeit k_{res} , die sich aus der Kombination der horizontalen Steifigkeit der Struktur k_1 und der Steifigkeiten der vier Gewindestangen $k_{2,ges}$ ergibt. In Abbildung 7.7 ist das System der Lasteinleitung in negativer Richtung als rheologisches System dargestellt.

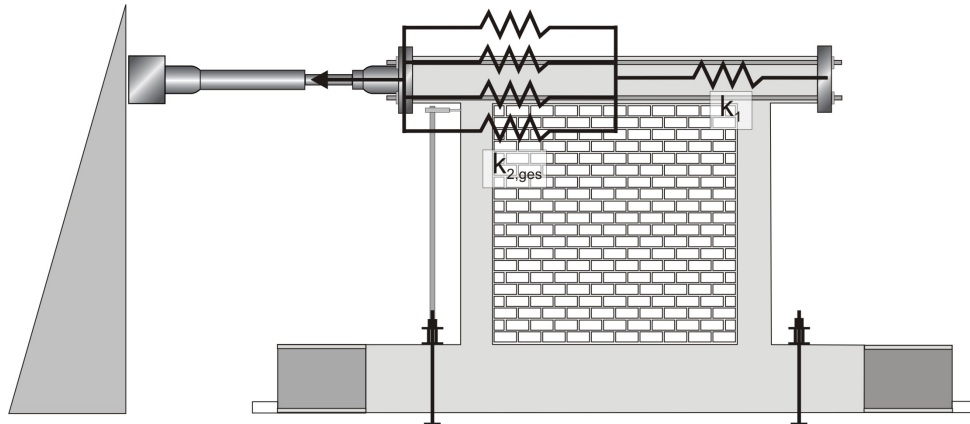


Abbildung 7.7: Rheologisches System der Lasteinleitung in negative Richtung

Die Steifigkeit der vier Gewindestangen ist der horizontalen Steifigkeit der Struktur in Reihe geschaltet, wodurch sich die Gesamtsteifigkeit wie folgt ergibt.

$$\frac{1}{k_{res}} = \frac{1}{k_{2,ges}} + \frac{1}{k_1}$$

$$\frac{1}{k_{res}} = \frac{k_1 + k_{2,ges}}{k_1 \cdot k_{2,ges}} \quad (7.1)$$

Die resultierende Steifigkeit k_{res} ist somit immer kleiner als die horizontale Steifigkeit der Struktur.

$$\frac{1}{k_{res}} = \frac{k_1 + k_{2,ges}}{k_1 \cdot k_{2,ges}} > \frac{1}{k_1}$$

$$\frac{k_1 + k_{2,ges}}{k_{2,ges}} > 1 \quad (7.2)$$

$$\Rightarrow k_{res} < k_1 \quad (7.3)$$

Folglich ergibt sich dadurch auch eine kleinere Widerstandskraft ($F = k_{res} \cdot u$) in negativer Richtung.

Das in Abbildung 7.8a dargestellte Diagramm zeigt die mittleren Steifigkeiten der zehn Versuchsläufe. Die Ermittlung der Steifigkeiten erfolgt nach dem in Abbildung 7.8b dargestellten Prinzip, wonach die Steifigkeit die Steigung der Verbindungsgerade der im Zyklus maximal erreichten Auslenkungen, d.h. der Spitzenpunkte ist. Repräsentativ wird dies am Beispiel des siebten Versuchslaufs dargestellt. Die zu Grunde gelegten Spitzenpunkte jedes Versuchslaufs sind in Tabelle 7.7 angegeben.

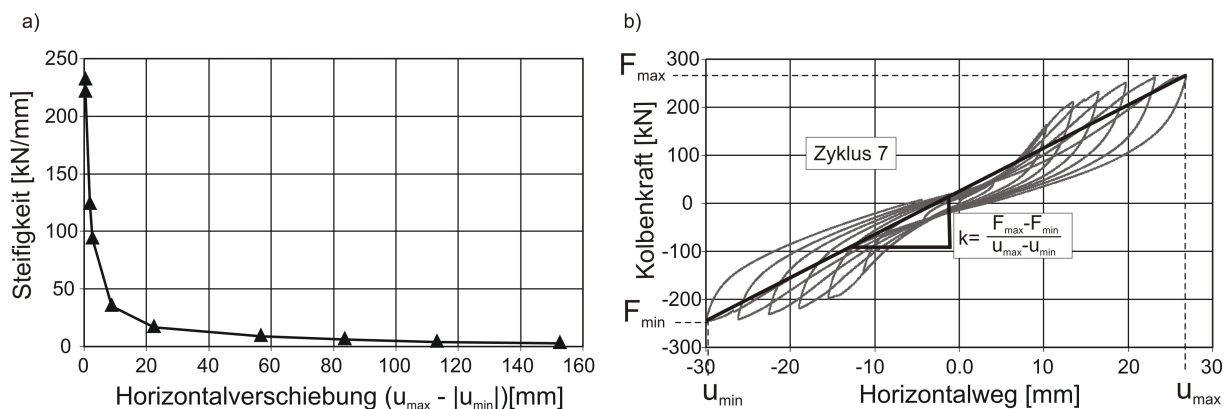


Abbildung 7.8: Darstellung der Steifigkeiten sowie deren Definition

Tabelle 7.7: Steifigkeiten entsprechend des jeweiligen Versuchslaufes

| Versuchslauf | Belastungsumkehrpunkt 1 | | Belastungsumkehrpunkt 2 | | Steifigkeit [kN/mm] |
|--------------|-------------------------|----------------|-------------------------|----------------|---------------------|
| | u_{min} [mm] | F_{min} [kN] | u_{max} [mm] | F_{max} [kN] | |
| 1 | -0,20 | -44,93 | 0,21 | 50,00 | 232 |
| 3 | -0,95 | -113,43 | 0,81 | 104,37 | 124 |
| 5 | -5,13 | -163,72 | 3,80 | 149,68 | 35 |
| 6 | -12,04 | -178,35 | 10,30 | 193,25 | 17 |
| 7 | -29,90 | -243,91 | 26,86 | 264,59 | 9 |
| 8 | -43,24 | -241,55 | 40,29 | 272,75 | 6 |
| 9 | -56,66 | -247,31 | 56,56 | 205,59 | 4 |
| 10 | -44,70 | -185,00 | 108,00 | 272,00 | 3 |

In Abbildung 7.9a ist lediglich die Steifigkeitskurve für Auslenkungen bis etwa 8 mm dargestellt. Man erkennt, dass bei diesen anfänglichen Auslenkungen die Steifigkeiten sehr groß sind. Insbesondere im Bereich von 0 mm bis 3 mm treten Steifigkeiten bis zu $k = 230$ kN/mm auf. Allerdings vermindern sich diese Steifigkeiten in diesem Bereich sehr schnell. Der Grund hierfür

liegt darin, dass sich bei Belastungsbeginn die Struktur noch monolithisch verhält. Durch die, kurz nach Belastungsbeginn eintretenden Rissen zwischen Ausfachung und Rahmen lösen sich beide Tragelemente voneinander, wodurch die Widerstandskraft gegen seitliche Belastung deutlich vermindert wird. Im weiteren Verlauf wird der Steifigkeitsabfall deutlich kleiner, bis bei den letzten Zyklen der Steifigkeitsabfall kaum noch zu erkennen ist. In Abbildung 7.9b wurde die Steifigkeitskurve des Versuchs V1 mit der des Stahlbetonrahmens von Stempniewski und Wallner [145] aus Kapitel 5.6 gegenübergestellt. Dabei sind die zu Grunde gelegten materiellen und geometrischen Eigenschaften der beiden Stahlbetonrahmen von Stempniewski und Wallner und Versuch V1 identisch, was einen direkten Vergleich beider Steifigkeitskurven zulässt. Man erkennt deutlich, dass sich die Steifigkeitskurve des mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmens asymptotisch der des Stahlbetonrahmens annähert. Das bedeutet, dass bei großen Auslenkungen die Ausfachung nahezu komplett zerstört ist und nicht mehr an der Lastabtragung beteiligt ist. In dieser Darstellung kann der Beitrag des Mauerwerks am Lastabtrag infolge einer zyklischen Belastung deutlich beobachtet werden.

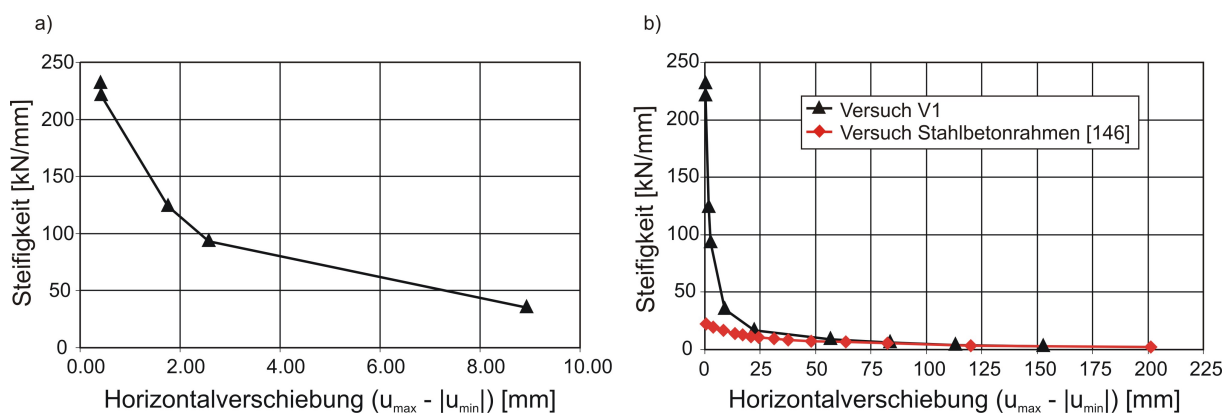


Abbildung 7.9: Mittlere Steifigkeiten bei anfänglichen Auslenkungen sowie kompletter Auslenkung

7.2.2 Versuch 2: Rahmen mit Ausfachung aus Kalksandstein und erhöhter Mörtelfestigkeit

Im Vergleich zum Versuch V1 wurde beim Versuch V2 lediglich die Mörtelrezeptur geändert, wodurch eine erhebliche Erhöhung der Mörtelfestigkeit erreicht wurde. Wie im Folgenden gezeigt werden kann, zeigt sich dieser Einfluss sowohl deutlich in der beobachteten Schadenshistorie während der

Belastungszyklen sowie bei den aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurven.

Während der ersten vier Versuchsläufe waren keine Risse in der Wand sowie im Rahmen zu erkennen. Mit dem fünften Versuchslauf traten dann erste vereinzelte kleine Risse im Mauerwerk auf. Bei einer Auslenkung von etwa 3 mm begann sich die Ausfachung vom Rahmen zu lösen und war schließlich nach Beendigung des fünften Lastzyklus (4,5 mm) fast vollständig vom Rahmen abgetrennt. Zu diesem Zeitpunkt war die Mauerwerksausfachung nur unwesentlich beschädigt, wodurch die mittragende Wirkung der Ausfachung relativ hoch blieb. Diese Tatsache lässt sich auch anhand der aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurve sehen, bei der während des fünften Versuchslaufs noch ein beträchtlicher Festigkeitsanstieg beobachtet werden konnte (Abbildung 7.10).

Insbesondere bei diesen kleinen Auslenkungen zeigen sich erheblich Unterschiede in den beobachteten Schäden sowie beim aufgezeichneten Last-Verformungs-Verhalten der beiden Versuche V1 und V2 (Abbildung 7.10). Hinsichtlich des Last-Verformungs-Verhaltens zeigt der Versuch V2 ein deutlich weniger nichtlineares Verhalten als Versuch V1. Darüber hinaus sind die Festigkeit sowie die Steifigkeit deutlich größer. Die Ursache hierfür liegt darin, dass infolge der höheren Mörtelfestigkeit und damit höheren Mauerwerksfestigkeit das Mauerwerk zu diesem Zeitpunkt noch nahezu unbeschädigt ist. Die aussteifende Wirkung der Ausfachung ist somit noch sehr hoch. Im Vergleich hierzu war zu diesem Zeitpunkt das Mauerwerk des Versuchs V1 bereits deutlich durch Risse entlang der Mörtelfugen in diagonalen Richtung beschädigt. Dadurch wurde das Mauerwerk erheblich weicher und die mittragende Wirkung der Ausfachung sehr stark beeinträchtigt. Folglich kam es zum einen zu einer erheblichen Minderung der Steifigkeit der Gesamtstruktur und zum anderen zu kleineren Festigkeiten. Der Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand des Mauerwerks erkennt man bei Versuch V1 deutlich am Knick der Last-Verformungs-Kurven bei etwa 1 mm Horizontalweg (Abbildung 7.10).

Während des sechsten Versuchslaufs traten schließlich auch im Versuch V2 in großer Summe Risse in der Ausfachung ein. Dabei traten diese allerdings nicht zuerst in den Mörtelfugen sondern nahezu zeitgleich in Mörtelfugen und Mauersteinen auf. Somit war zwar eine Rissbildung zu erkennen welches dem typischen diagonalen Rissbild entspricht. Jedoch verliefen die Risse nicht primär in den Mörtelfugen sondern eher ausgewogen durch Steine und Fugen. Die Beschädigung des Rahmens war nicht auf die Rahmenecken

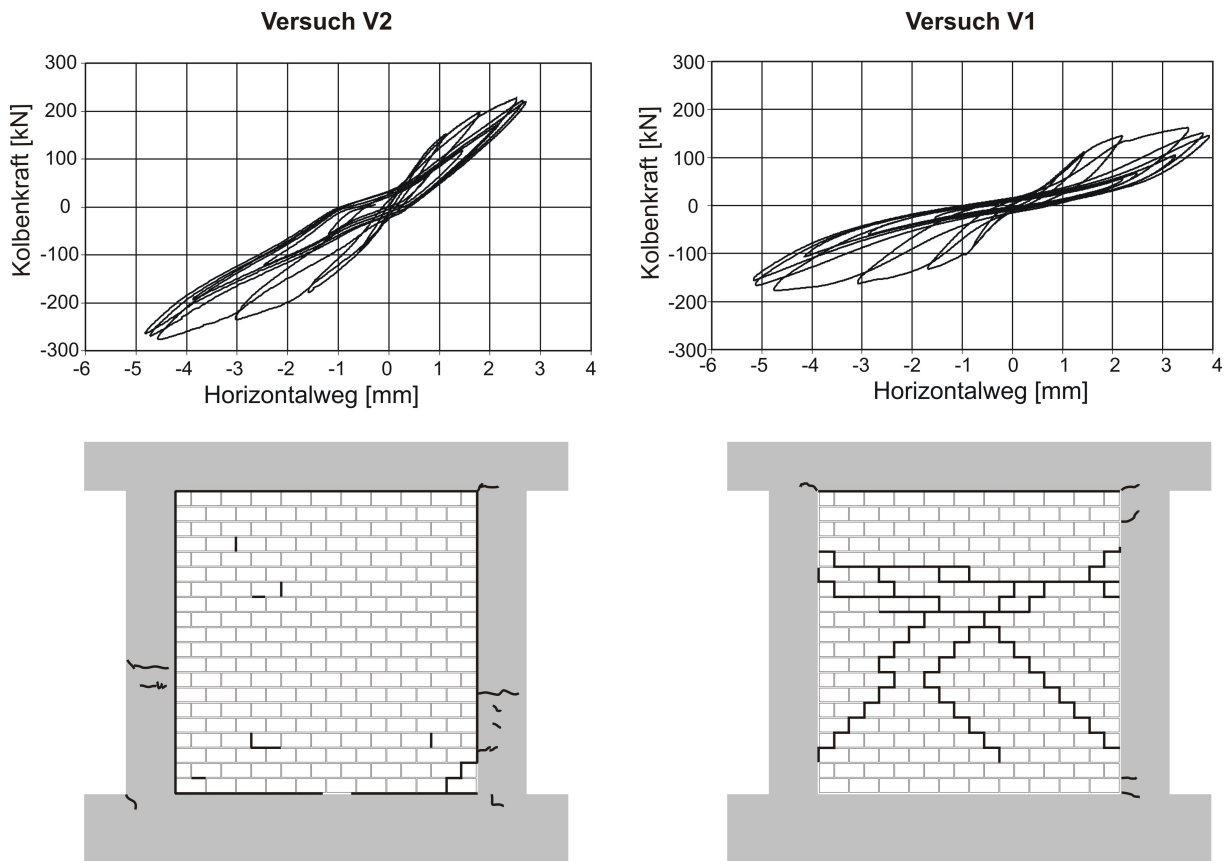


Abbildung 7.10: Last-Verformungs-Kurven sowie Rissbilder nach dem fünften Versuchslauf der Versuche V1 und V2

konzentriert. Vielmehr verteilte sich eine große Anzahl von Biegerissen über die gesamte Höhe beider Rahmenstützen. Die Tatsache, dass Biegerisse auch in mittlerer Stützhöhe eintreten, sind eine Folge der relativ gering beschädigten Ausfachung, wodurch noch kein Gleiten ganzer Steinreihen im Mauerwerk eingetreten ist, und die Ausfachung deshalb als einzelne Scheibe an der Lastabtragung beteiligt ist. Wird die Gesamtstruktur lateral ausgelenkt, stützt sich das Mauerwerk am Rahmen ab. Die Kontaktfläche zwischen beiden Tragelementen ist dabei auf einen kleinen Bereich in der Nähe der Ecken konzentriert. Die Verformung der Rahmenstützen erfolgt somit ähnlich eines Kragarms, weshalb über die gesamte Stützenlänge Biegerisse eintreten.

Im Vergleich hierzu unterscheidet sich das Rissverhalten von Versuch V1 in fast allen Kriterien. Die Risse im Mauerwerk traten fast ausnahmslos in den Mörtelfugen auf, so dass die Summe der Horizontalrisse über die gesamte Breite der Ausfachung noch einmal erhöht wurde. Folglich kommt es zu weiterem Gleiten ganzer Steinreihen in der Ausfachung, weshalb die ohnehin schon erheblich verminderte Steifigkeit der Ausfachung noch einmal deutlich

reduziert wurde. Dies führt dazu, dass bei lateraler Auslenkung der Struktur die Ausfachung über einen sehr großen Bereich mit den Rahmenstützen in Kontakt ist. Das Mauerwerk fungiert dadurch als eine Art Bettung für die Rahmenstützen, weshalb diese an ihren Verformungen gehindert werden und somit zu diesem Zeitpunkt noch keine Biegerisse in mittlerer Höhe zu beobachten waren. In Abbildung 7.11 sind die beiden Rissbilder des Versuchs V1 und des Versuchs V2 dargestellt. Weitere deutliche Unterschiede ergaben sich auch bei den Last-Verformungs-Verhalten beider Versuche. Während bei Versuch V1 maximale Festigkeiten von etwa 200 kN zu beobachten waren, traten bei Versuch V2 Festigkeiten bis zu 250 kN und 300 kN, je nach Belastungsrichtung, auf. Wie schon oben erwähnt wurde, sind diese großen Festigkeiten eine direkte Folge der hohen Mörtelfestigkeit und somit hohen Mauerwerksfestigkeit.

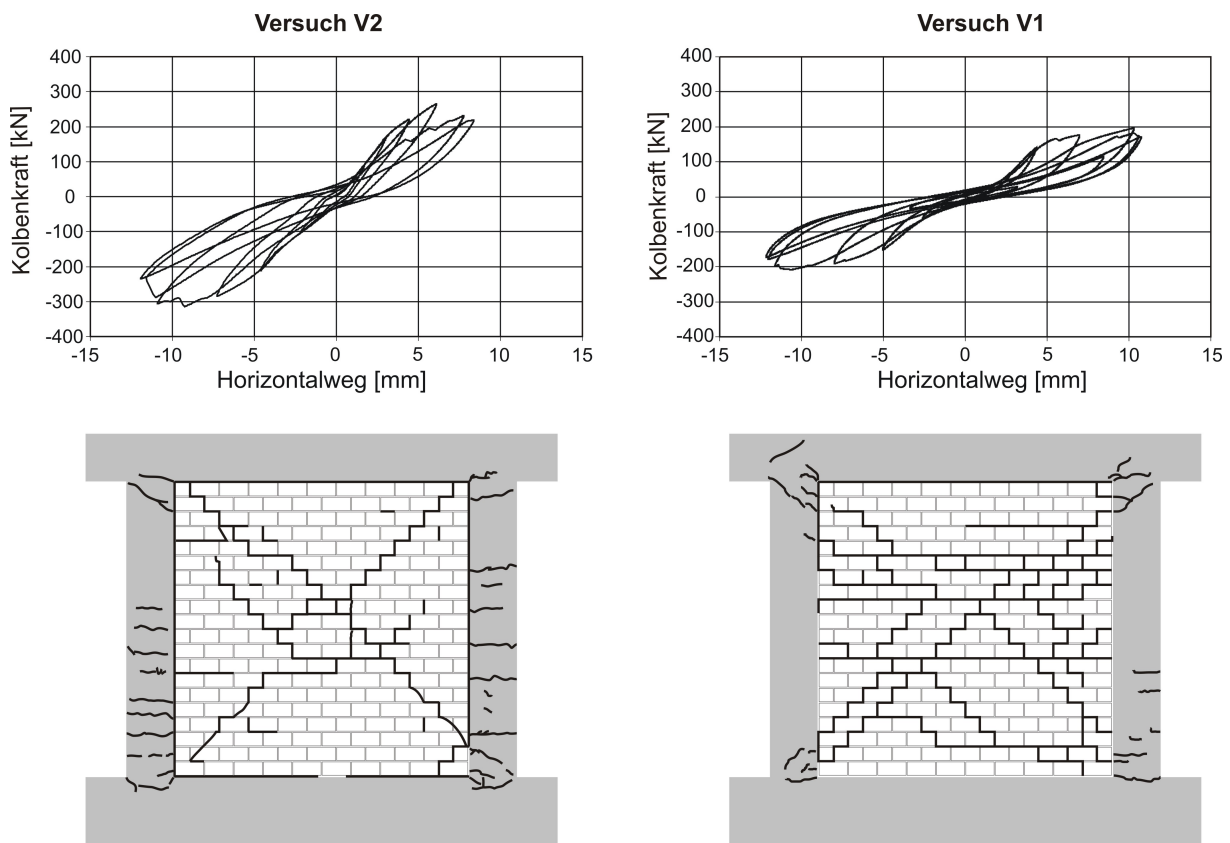


Abbildung 7.11: Last-Verformungs-Kurven sowie Rissbilder nach dem sechsten Versuchslauf der Versuche V1 und V2

Im Laufe des siebten Versuchslaufs, bei dem in positive Richtung Horizontalauslenkungen von 25 mm und in negativer Richtung von 29 mm gefahren wurden, war ein beträchtlicher Anstieg der Rissbildung in den Mauersteinen zu erkennen. Dabei waren die Risse fast immer in Richtung der Ausfachungs-

diagonalen gerichtet. Infolge der hohen Mörtelfestigkeit war die Zunahme der Summe der Risse in den Mörtelfugen hingegen eher gering. Des Weiteren konnte nun eine deutliche Konzentration der Risse in den Rahmenecken verzeichnet werden, was eine unmittelbare Folge der nun doch erheblichen Beschädigung des Mauerwerks ist. Dadurch wurde die Ausfachung weicher, die Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung größer und die Rahmenstützen erfuhren somit eine gewisse Stützung („Bettung“) in mittlerer Höhe. Diese Beobachtung setzte sich auch im achten Versuchslauf deutlich fort. D.h. die Risskonzentration in den Rahmenecken nahm nochmals erheblich zu. Zudem waren hauptsächlich zusätzliche Risse in den Mauersteinen zu beobachten. Hinsichtlich der aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurven wurden beim siebten und achten Lauf Festigkeiten von etwa 300 kN erreicht. Es fand keine Laststeigerung mehr statt. Vielmehr verringerte sich die Lastaufnahme leicht gegenüber dem sechsten Lauf.

Dies unterscheidet sich etwas vom Versuch V1, bei dem im siebten Lauf immer noch eine deutliche Aufnahme an Last beobachtet werden konnte. Diese Erhöhung ist dadurch zu erklären, insofern durch die große Auslenkung der Struktur und folglich der großen Verdrehung der Rahmenecken das Mauerwerk zunehmend höheren Druckspannungen σ_x ausgesetzt wird. Durch diese Druckspannung wird die Schubfestigkeit, entsprechend des Mohr-Coloumb-Kriteriums, erhöht, weshalb eine weitere Lastaufnahme ermöglicht wird. Insbesondere bei den Rissbildern sind große Unterschiede zwischen den beiden Versuchen V1 und V2 zu erkennen. Wie bereits oben erwähnt treten bei Versuch V2 in großem Maße Risse in den Mauersteinen auf, während bei Versuch V1 die Risse vornehmlich in den Lagerfugen positioniert sind. Neben diesem Unterschied zeigt sich zudem, dass bei Versuch V2 immer noch annähernd das diagonale Rissbild zu erkennen ist, wohingegen bei V1 so viele Risse eingetreten sind, dass lediglich von einem komplett verschmierten Rissbild die Rede sein kann. In Abbildung 7.12 sind die Rissbilder der beiden Versuche nach dem achten Versuchslauf angegeben.

Mit dem vorletzten und letzten Versuchslauf sind keine neuen Erkenntnisse mehr gewonnen worden. Die Risse setzten sich in gewohnter Weise mehrheitlich in den Steinen fort. In mittlerer Höhe der Ausfachung sind teilweise Mauersteine komplett zerdrückt worden. Infolge der eher geringen Zunahme an Risse in den Mörtelfugen konnte selbst nach Beendigung des letzten Zyklus nicht von einem verschmierten Rissbild über die gesamte Ausfachungswand gesprochen werden. Im unteren mittleren Bereich blieb die Ausfachung sogar

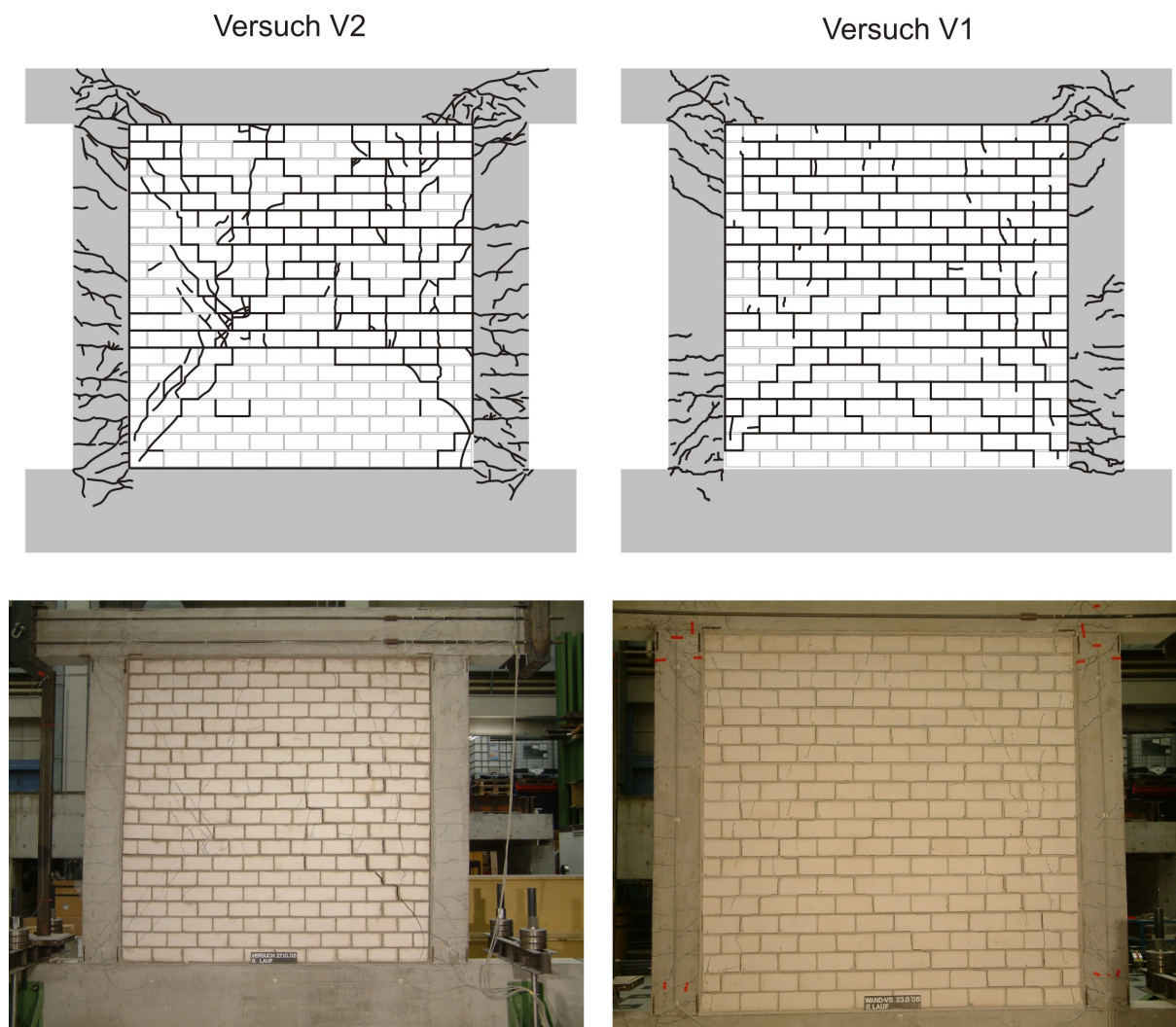


Abbildung 7.12: Rissbilder nach dem achten Versuchslauf der Versuche V1 und V2

unzerstört. Infolge der hohen Mörtelfestigkeit hat sich bis zum Schluss eine Druckdiagonale in der Ausfachung entwickeln können, wodurch immer noch ein leichtes diagonales Rissbild zu erkennen war. In Abbildung 7.13 sind die zusammengefassten Last-Verformungs-Kurven der Versuchsläufe abgebildet.

Im Gegensatz zu Versuch V1 sind bei mittleren Auslenkungen von 20 - 40 mm sehr viel höhere Festigkeiten zu beobachten. Der Grund hierfür wurde bereits oben beschrieben, weshalb an dieser Stelle auf eine Erklärung verzichtet wird. Ein weiterer Unterschied zeigt sich darin, dass mit dem letzten Zyklus keine zusätzliche Lastaufnahme mehr möglich war, wie es bei Versuch V1 beobachtet werden konnte. Das infolge der Rahmenknotenverdrehung behinderte Gleiten ganzer Steinreihen wie es bei Versuch V1 zu Grunde lag,

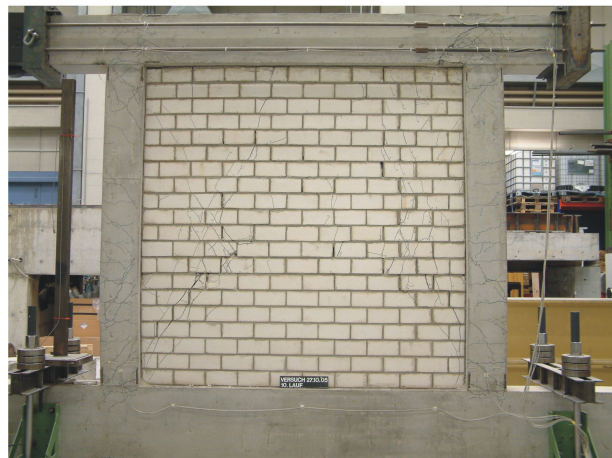
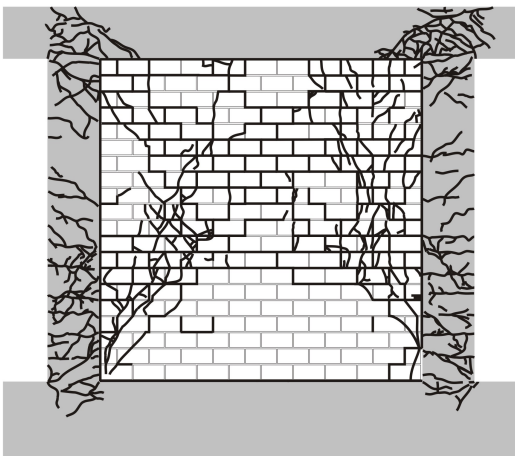
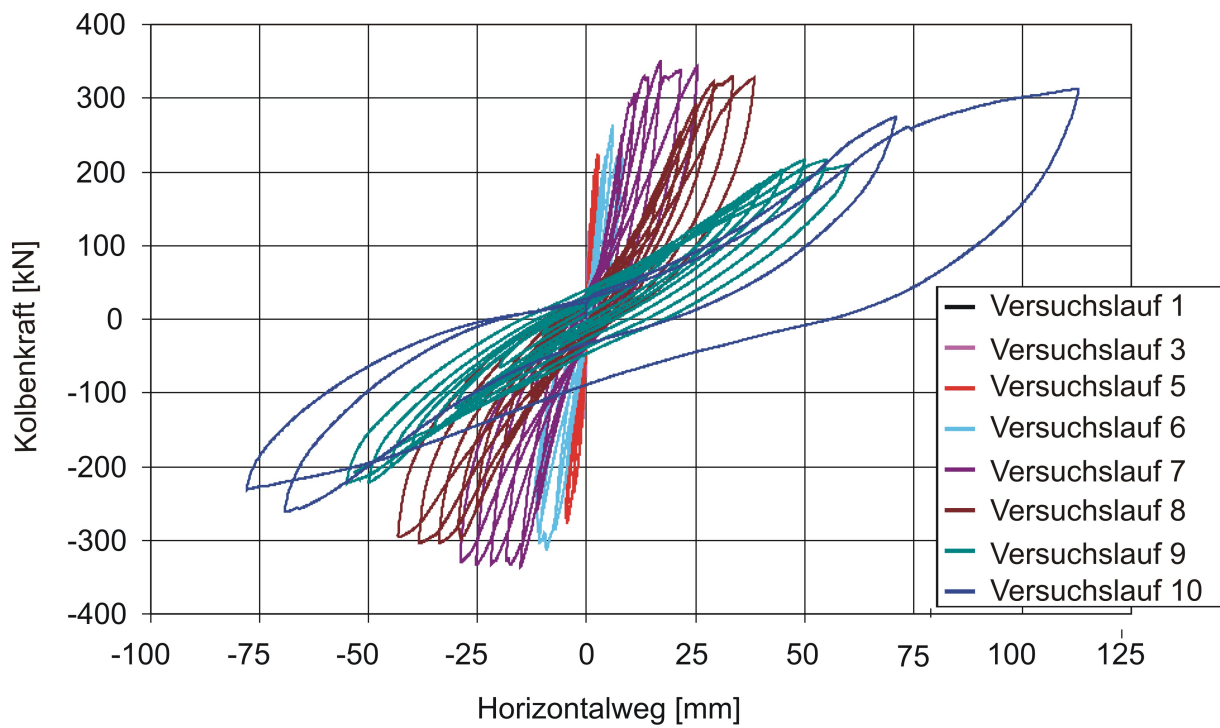


Abbildung 7.13: Zusammenfassung aller Last-Verformungs-Kurven sowie Rissbild nach Beendigung des zehnten Versuchslaufs

kommt beim Versuch V2 nicht oder nur sehr bedingt zum Tragen. Der Grund hierfür liegt darin, dass der Schaden der Ausfachung nicht auf die Mörtelfugen wie bei V1 sondern auf die Mauersteine konzentriert ist. Des Weiteren waren bei V2 nur sehr wenige Mörtelfugen komplett von rechts nach links gerissen, wodurch ein Gleiten ganzer Steinreihen auch nur in einem etwas geringeren Maße als bei V1 eintreten konnte.

Ein weiterer Vergleichsparameter zwischen Versuch V1 und Versuch V2 ist die Steifigkeit. In Abbildung 7.14 sind die mittleren Steifigkeiten der beiden Versuche überlagert, wobei im rechten Diagramm die Steifigkeiten bei kleinen Auslenkungen heraus fokussiert sind. In diesem Diagramm zeigt sich sehr klar, dass die Steifigkeiten des Versuchs V2 deutlich über denen von V1 liegen. Der Grund hierfür liegt in der höheren Mörtelfestigkeit und dadurch höheren Mauerwerksfestigkeit. Dies wiederum führt dazu, dass die Schäden im Mauerwerk deutlich später eintreten und somit die gesamte Struktur erheblich besser ausgesteift bleibt als im Vergleich zu V1. Werden die Auslenkungen größer, gleichen sich beide Steifigkeitskurven an, bis bei etwa 80 mm die Kurven annähernd übereinander liegen. Der Einfluss der erhöhten Mörtelfestigkeit ist ab diesem Zeitpunkt nicht mehr maßgebend. Dies wird deutlicher, wenn die in Abbildung 7.9 dargestellte Steifigkeitskurve des reinen Rahmens berücksichtigt wird. Es ist demnach so, dass sich auch die Steifigkeiten des Versuchs V2 an die des reinen Rahmens asymptotisch annähern. Wie schon im Abschnitt zuvor, ist ab einer bestimmten Auslenkung bzw. ab einem bestimmten Schadenszustand der Ausfachung die Steifigkeit der Gesamtstruktur nur noch vom Rahmen abhängig. In Tabelle 7.8 sind die Spitzenpunkte angegeben, die den jeweiligen Steifigkeiten der Versuchsläufe zu Grunde lagen.

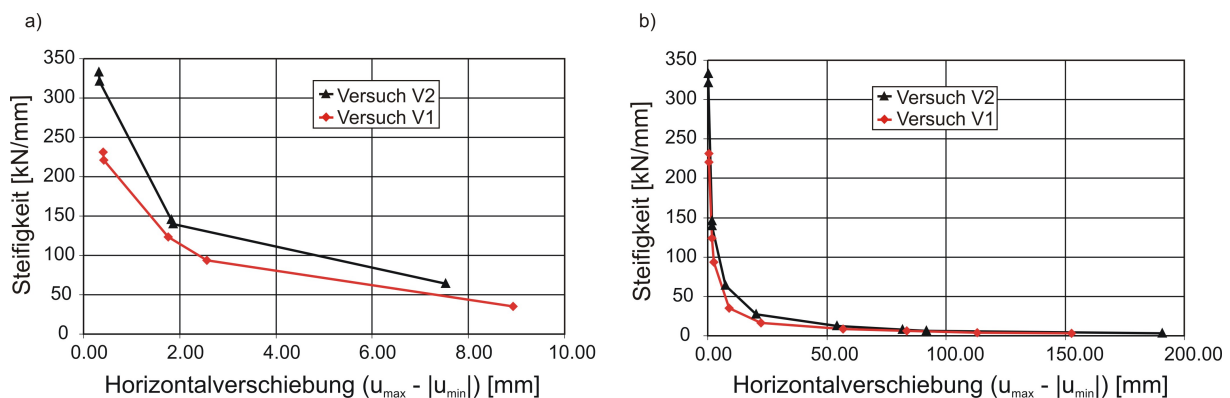


Abbildung 7.14: Verlauf der mittleren Steifigkeiten bei anfänglichen Auslenkungen a) sowie kompletter Auslenkung b)

Tabelle 7.8: Steifigkeiten entsprechend des jeweiligen Versuchslaufes

| Versuchslauf | Belastungsumkehrpunkt 1 | | Belastungsumkehrpunkt 2 | | Steifigkeit [kN/mm] |
|--------------|-------------------------|----------------|-------------------------|----------------|---------------------|
| | u_{min} [mm] | F_{min} [kN] | u_{max} [mm] | F_{max} [kN] | |
| 1 | -0,19 | -57,91 | 0,13 | 49,48 | 333 |
| 3 | -1,06 | -140,46 | 0,76 | 123,94 | 145 |
| 5 | -4,82 | -263,53 | 2,71 | 218,37 | 64 |
| 6 | -11,91 | -289,17 | 8,38 | 271,33 | 28 |
| 7 | -28,93 | -345,23 | 25,42 | 318,77 | 12 |
| 8 | -43,24 | -310,57 | 38,41 | 304,33 | 8 |
| 9 | -46,98 | -298,69 | 44,70 | 287,61 | 6 |
| 10 | -77,92 | -249,57 | 112,81 | 287,13 | 3 |

7.2.3 Versuch 3: Rahmen mit Ausfachung aus Kalksandstein und Beton höherer Festigkeitsklasse

Dem Versuch V3 lag ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 zu Grunde. Wie in Abschnitt 7.1.4 bereits beschrieben, wurden Materialtest durchgeführt, womit eine Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 65,25 \text{ MN/m}^2$ (Im Vergleich V1: $f_{ck} = 38,41 \text{ MN/m}^2$) und ein E-Modul von $E = 27898 \text{ MN/m}^2$ (V1: $E = 24898 \text{ MN/m}^2$) festgestellt wurde. Man ging davon aus, dass sich dieser Einfluss insbesondere zu Beginn der Belastung in Form deutlich erhöhter Steifigkeiten und Festigkeiten bemerkbar macht. Inwieweit dies mit dem aufgezeichneten Last-Verformungs-Schrieb bestätigt werden konnte wird in den folgenden Absätzen dargelegt.

Wie bei beiden Versuchen zuvor, gab es bei den ersten zwei Versuchsläufen keine Schäden im Rahmen und im Mauerwerk. Im Vergleich zum Versuch V1 lagen die Festigkeiten in gleichen Wertebereichen. Dies ändert sich mit dem dritten Versuchslauf. Trotz eines Ablösens der Ausfachung vom Rahmen über die komplette Riegelänge zuzüglich der halben Stützhöhe auf beiden Seiten war bei Versuch V3 eine etwas höhere Festigkeit zu beobachten. So ergab sich bei einer Auslenkung von etwas 0,8 mm eine Festigkeit von 130 kN in positiver und fast 150 kN in negativer Belastungsrichtung. Beim Versuch V1 wurden knapp 100 kN in beiden Richtungen erreicht. Der Grund hierfür liegt eindeutig in dem erhöhten E-Modul, wodurch die Biegesteifigkeit der Rahmenbauteile erhöht und die Widerstandskraft gegen eine Verformung vergrößert wird. Die gleichen Beobachtungen einer höheren Festigkeit wurden anschließend auch bei den folgenden Versuchsläufen gemacht. Nach dem fünften Versuchslauf hat sich im Mauerwerk ein Rissbild eingestellt, welches deutlich die diago-

nal gerichteten Rissverläufe entlang der Mörtelfugen zeigt. Die Ausfachung hat sich zu diesem Zeitpunkt bis auf den Bereich zwischen Mauerwerk und Fundamentbalken komplett vom Rahmen getrennt. Auch erste Risse in der lastabgewandten Rahmenstütze traten ein, wobei sich diese Risse über die gesamte Stützhöhe verteilten. Die Risse in mittlerer Höhe sind eine Folge der Kombination aus nahezu kompletter Trennung zwischen Ausfachung und Rahmen und des bisher noch nicht eingetreten Schubrisses über die gesamte Lagerfugenlänge. Dadurch entsteht bei einer Horizontalauslenkung eine eher kleine Kontaktfläche in den Eckbereichen zwischen Mauerwerk und Rahmen, wodurch die Stütze im mittleren Bereich nicht gestützt wird. Die Folge sind Biegerisse in diesem Bereich. In der lastzugewandten Stütze wurden lediglich zwei Risse in der Einspannung zum Fundamentbalken beobachtet.

Im Vergleich zum Versuch V1 waren kaum Unterschiede zu erkennen. Abgesehen von den eben erwähnten Biegerissen in der lastabgewandten Stütze, waren wegen der identischen Zusammensetzung des Mauerwerks bzw. der Mauerwerksbestandteile, auch keine wesentliche Unterschiede zwischen beiden Versuchen zu erwarten. Abbildung 7.15 zeigt die Last-Verformungs-Kurven sowie die Rissbilder beider Versuche nach dem fünften Versuchslauf.

Während des sechsten Versuchslaufs erhöhte sich die Anzahl der Risse in den Rahmenstützen erheblich. Mittlerweile wurden auch Biegerisse in der lastzugewandten Stütze beobachtet. Darüber hinaus waren in allen Rahmenecken jetzt Risse zu erkennen. Hinsichtlich des Rissbildes in der Mauerwerksausfachung wurde die Anzahl der Risse deutlich erhöht, wodurch das typische diagonalgekreuzte Rissbild nicht mehr erkennbar war. Im Vergleich hierzu waren beim Versuch V1 zu diesem Zeitpunkt nur noch kleine unerhebliche Unterschiede zu erkennen, die sich in einer etwas geringeren Anzahl von Rissen sowohl im Mauerwerk als auch in den Rahmenbauteilen erkenntlich machten. Betrachtet man die maximalen Festigkeiten beider Versuche zu diesem Zeitpunkt kann festgestellt werden, dass die Werte nahezu identisch bei etwa 200 kN liegen. Der Einfluss einer höheren Betonfestigkeit und damit höherer Steifigkeiten und Festigkeiten hat sich bei bereits 10 mm Horizontalauslenkung beinahe komplett aufgebraucht. Dies zeigt sich noch deutlicher bei den Versuchsläufen sieben, acht und neun. Die Rissbilder sowie die erreichten Festigkeiten sind fast identisch. Repräsentativ hierfür zeigt Abbildung 7.16 die Last-Verformungs-Kurven sowie die Rissbilder der beiden Versuche V1 und V3 nach dem achten Versuchslauf.

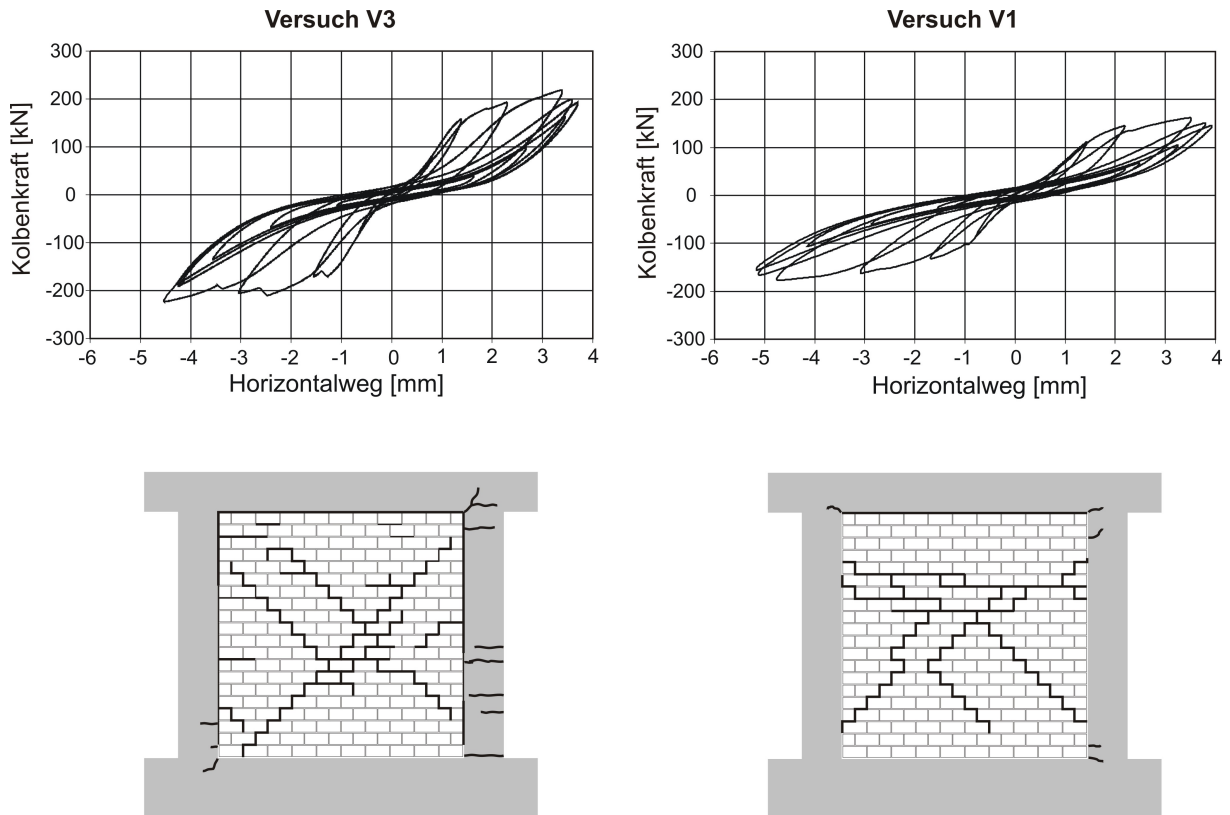


Abbildung 7.15: Last-Verformungs-Kurven sowie Rissbilder nach dem fünften Versuchslauf der Versuche V1 und V3

In Abbildung 7.17 sind die Last-Verformungs-Kurven aller Versuchsläufe des Versuchs V3 sowie das Rissbild nach dem zehnten Versuchslauf dargestellt. Im Vergleich zu V1 konnte beim letzten Versuchslauf keine Festigkeitssteigerung mehr beobachtet werden, was augenscheinlich eine Folge des nun doch erheblich stärker beschädigten Stahlbetonrahmens ist. Die Rahmenknoten sind viel stärker beschädigt als bei Versuch V1, die Steifigkeit somit etwas geringer und dadurch die Widerstandskraft gegen seitliche Auslenkung etwas reduziert.

Der Vergleich der mittleren Steifigkeiten zwischen Versuch V3 und Versuch V1 bestätigt nur bedingt das zu erwartende Ergebnis. Wie in Abbildung 7.18b zu erkennen ist, sind die Anfangssteifigkeiten, welche nach dem ersten Versuchslauf berechnet wurden, von Versuch V1 etwas größer als von Versuch V3. Erwartet wurde das Gegenteil, insofern mit dem höheren Beton-E-Modul die Biegesteifigkeit bei V3 etwas größer ist. Eine Erklärung dieses unerwarteten Ergebnisses liegt in möglichen Ungenauigkeiten bei der Versuchsdurchführung bzw. bei der Einrichtung der Versuchsanlage. Insbesondere bei den sehr kleinen Auslenkungen während des ersten Versuchslaufs können leichte

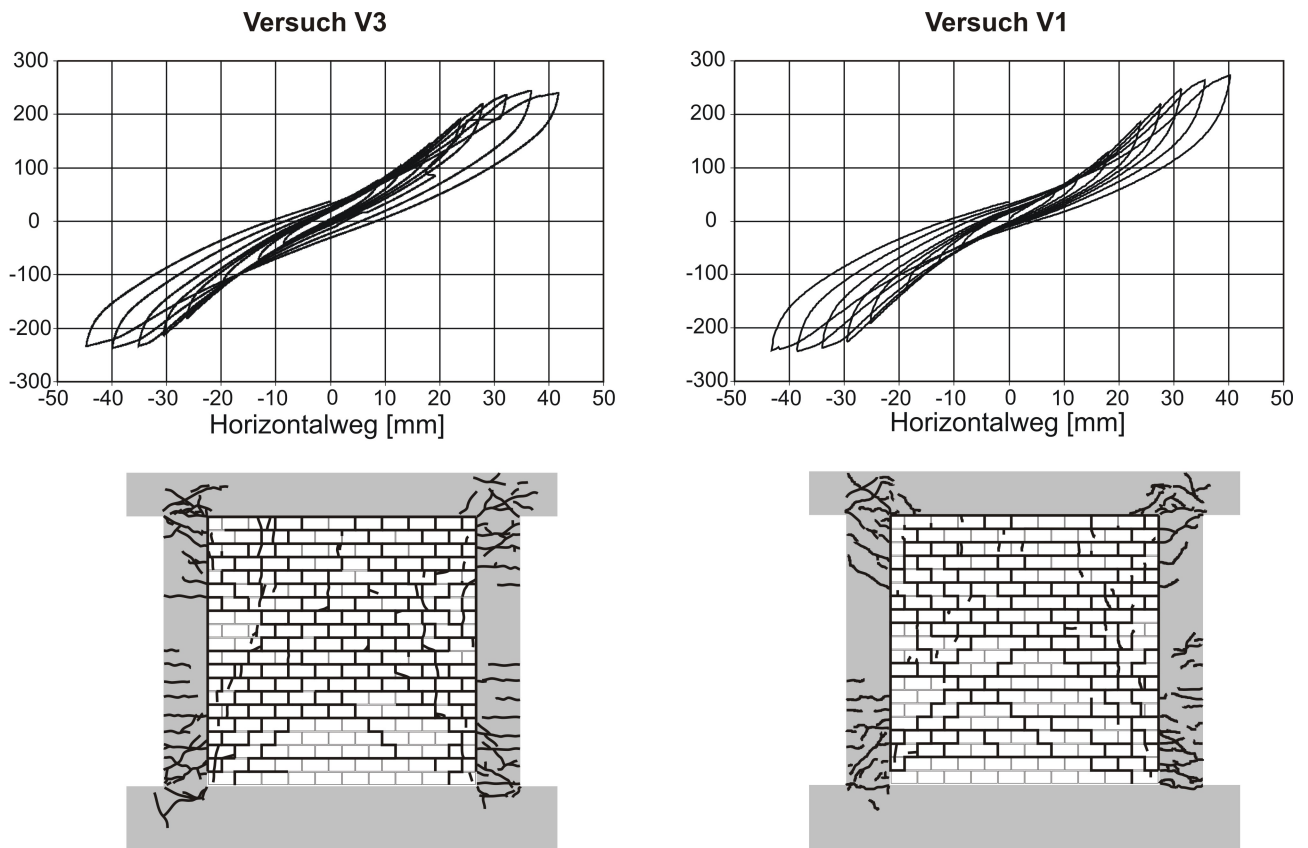


Abbildung 7.16: Last-Verformungs-Kurven sowie Rissbilder nach dem achten Versuchslauf der Versuche V1 und V3

Ungenauigkeiten oder auch geometrische Imperfektionen der Struktur das Ergebnis erheblich beeinflussen. Möglicherweise wurde die Ermittlung der Anfangssteifigkeit des Versuchs V3 durch Ungenauigkeiten beeinflusst, wodurch diese etwas zu klein ermittelt wurde. Diese Erklärung wird dadurch bekräftigt, insofern beim darauf folgenden dritten Versuchslauf die Steifigkeit wie erwartet größer ist als bei Versuch V1. Die Steifigkeiten bleiben im weiteren Verlauf dann bis zu einem Horizontalweg von 23 mm größer, ehe anschließend die Kurven nahezu identisch übereinander liegen. Logischerweise tendiert auch beim Versuch V3 die Kurve asymptotisch an die des reinen Stahlbetonrahmens, insofern bei einer gewissen Auslenkung das Mauerwerk infolge der großen Beschädigung nicht mehr am Widerstandsverhalten beteiligt ist. In Tabelle 7.9 sind die Koordinaten sowie die resultierenden Steifigkeiten des Versuchs V3 entsprechend der einzelnen Versuchsläufe angegeben.

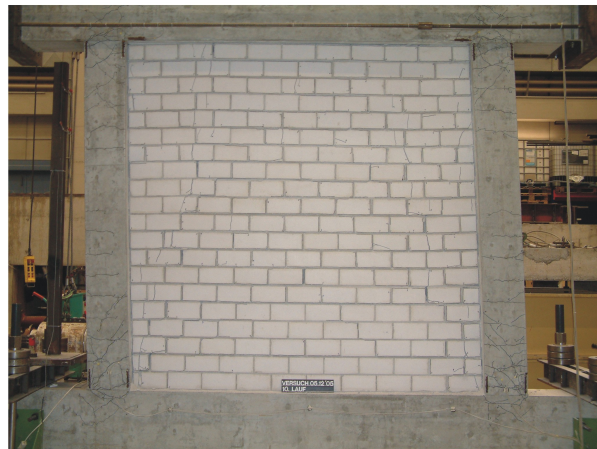
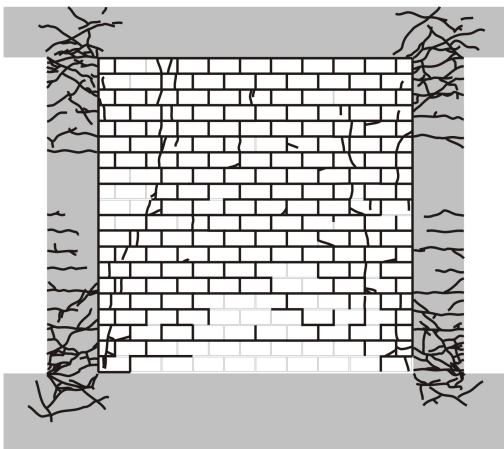
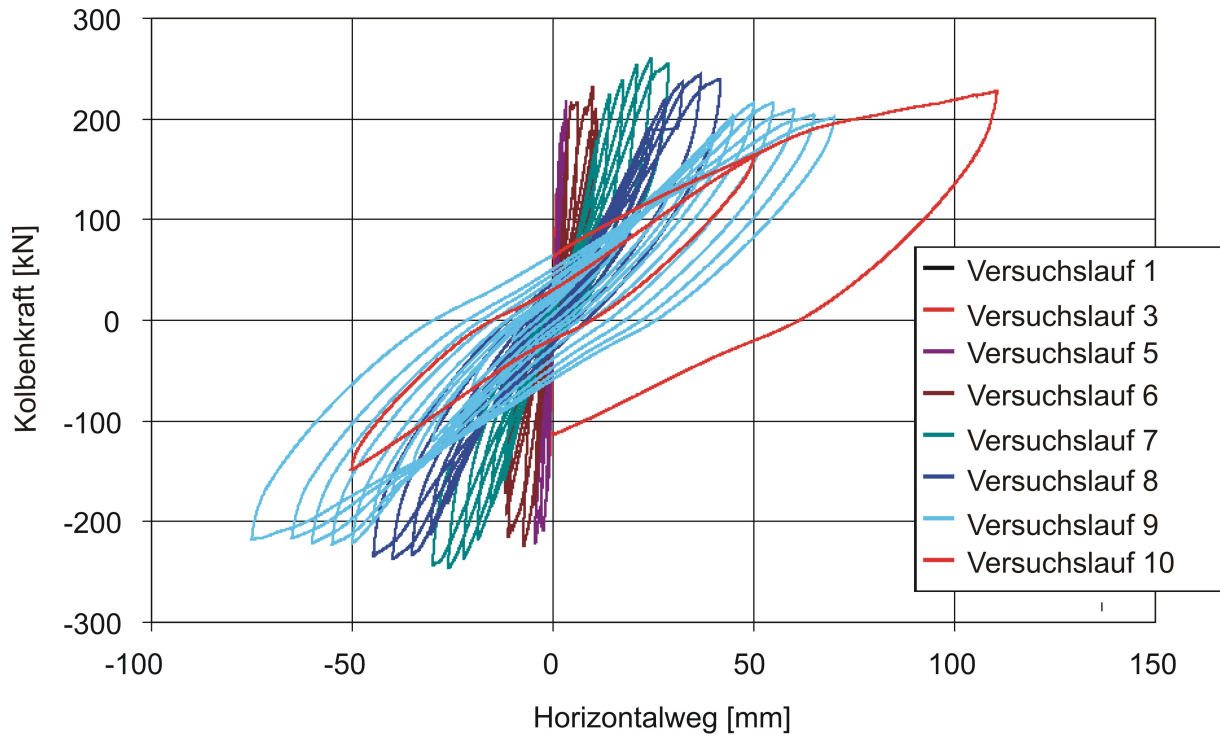


Abbildung 7.17: Zusammenfassung aller Last-Verformungs-Kurven sowie Rissbild nach Beendigung des zehnten Versuchslaufs

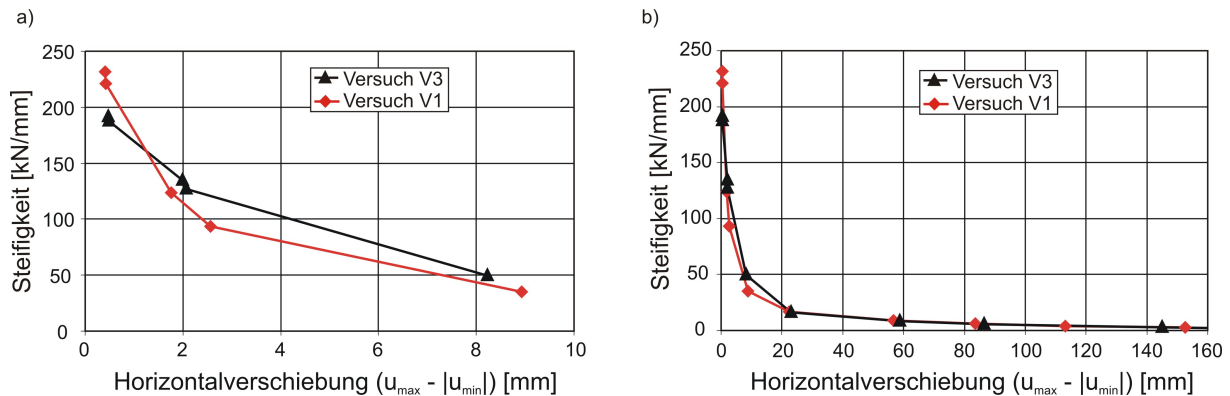


Abbildung 7.18: Verlauf der mittleren Steifigkeiten bei anfänglichen Auslenkungen a) sowie kompletter Auslenkung b)

Tabelle 7.9: Steifigkeiten entsprechend des jeweiligen Versuchslaufs

| Versuchslauf | Belastungsumkehrpunkt 1 | | Belastungsumkehrpunkt 2 | | Steifigkeit [kN/mm] |
|--------------|-------------------------|----------------|-------------------------|----------------|---------------------|
| | u_{min} [mm] | F_{min} [kN] | u_{max} [mm] | F_{max} [kN] | |
| 1 | -0,22 | -40,77 | 0,27 | 50,86 | 187 |
| 3 | -0,93 | -140,00 | 1,06 | 127,90 | 135 |
| 5 | -4,53 | -220,10 | 3,70 | 187,70 | 50 |
| 6 | -11,90 | -172,60 | 11,10 | 197,10 | 16 |
| 7 | -30,00 | -241,90 | 28,80 | 254,20 | 8 |
| 8 | -44,70 | -233,70 | 41,70 | 238,20 | 5 |
| 9 | -75,06 | -217,40 | 69,97 | 199,20 | 3 |
| 10 | -50,20 | -148,40 | 110,00 | 226,10 | 2 |

8 Verifizierung der Makro-Elemente

Im folgenden Kapitel werden die programmierten Makro-Elemente an den getesteten Strukturen aus Kapitel 7 verifiziert. Hierfür wurde der Stahlbetonrahmen mit zwei Stützen-Elementen, einem Riegel-Element und die Mauerwerksausfachung durch zwei äquivalente Druckdiagonalen modelliert (Abbildung 8.1). Wie in den Kapiteln 5.6 und 6.4 bereits gezeigt wurde, kann unter Ansatz der Stabelemente das nichtlineare Verhalten von Stahlbetonrahmen und unter Ansatz der äquivalenten Diagonalstrebe das axiale nichtlineare zyklische Verhalten von Mauerwerkskörpern sehr gut nachgebildet werden. Es wird nun gezeigt, dass auch das nichtlineare Verhalten von mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen unter Ansatz der programmierten Makro-Elemente mit großer Genauigkeit abgebildet werden kann. Hierfür wurden die Makro-Elemente über Subroutinen zu einem User-Element zusammengefasst und im FE-Code ABAQUS implementiert.

Die Einspannung der Stützen in den Fundamentbalken wurde als starr angenommen. Infolge der starken Bewehrung des Fundamentbalkens, traten Schäden im Fundamentbalken erst bei sehr großen Auslenkungen auf. Der Einfluss dieser Schäden auf das gesamte Last-Verformungs-Verhalten war somit vernachlässigbar gering, weshalb die Annahme einer starren Einspannung gerechtfertigt ist.

Die zyklische Belastung wurde horizontal am Knoten 2 aufgebracht (Abbildung 8.1). Der Betrag der horizontalen Auslenkung eines jeden Zyklus wurde per Hand aus den experimentell aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurven abgegriffen und der numerischen Berechnung zu Grunde gelegt. Eine direkte Projizierung der experimentell gefahrenen Auslenkung je Versuchslauf auf die numerisch angesetzten Auslenkungen je Zyklus, sodass die Auslenkung eines Versuchslaufs äquivalent derer des entsprechenden numerischen Zyklus ist, wurde dabei nicht geführt. Vielmehr definierten sich die numerisch angesetzten Auslenkungen entsprechend der gewünschten Verifikationskriterien.

So wurde zu Beginn der Berechnung die Zunahme der Auslenkung jedes weiteren Zyklus eher kleiner gewählt. Dadurch war es möglich, das anfängliche Last-Verformungs-Verhalten der Struktur im ungeschädigten sowie im leicht geschädigten Zustand mit den experimentellen Daten zu verifizieren. Neben den Vergleichskriterien wie die Kurvenverläufe bei Ent- und Wiederbelastung, die Festigkeiten und die plastischen Dehnungen, waren hierbei insbesondere die Anfangssteifigkeit sowie die weiteren Steifigkeiten je Zyklus von Interesse. Es wird in den folgenden Abschnitten gezeigt, dass die hohen Steifigkeiten, wie sie zu Beginn des Experiments ermittelt wurden (siehe Abbildungen 7.9, 7.14 und 7.18) numerisch deutlich unterbewertet werden. Allerdings erstreckt sich diese Diskrepanz auf eine minimale Horizontalauslenkung bis etwa 5 mm. Ab einer Auslenkung größer als 5 mm werden die Steifigkeiten numerisch sehr gut abgebildet.

Nachdem sich die Struktur deutlich im inelastischen Bereich befand, wurden die Auslenkungen je Zyklus etwas größer gewählt. Hintergrund hierbei war die etwas bessere Betrachtung des globalen Last-Verformungs-Verhaltens, sowie die Verifizierung der Entlastungs- und Wiederbelastungssteifigkeiten sowie der bleibenden plastischen Verformungen bei großen Auslenkungen. Der letzte Zyklus war schließlich durch die im Experiment durchgeführte maximale Auslenkung vorgegeben.

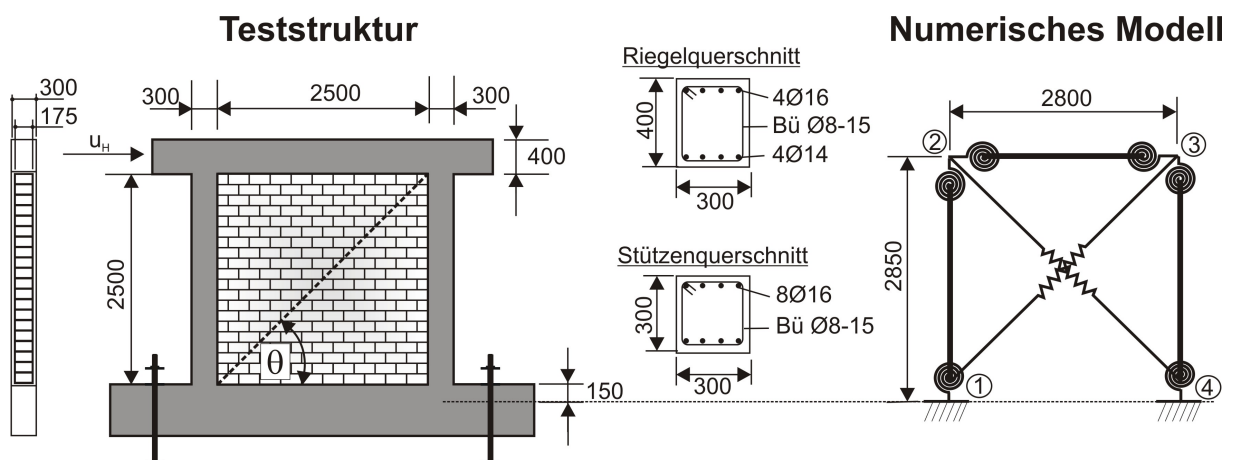


Abbildung 8.1: Ausführung der getesteten Strukturen sowie zugehöriges numerisches Modell (Angaben in [mm])

Die materiellen sowie geometrischen Eigenschaften wurden bereits in Kapitel 7.1 hinreichend beschrieben und sind in Abbildung 8.1, sofern für die Makro-Elemente erforderlich, angegeben. Dabei sind allerdings nur die Werte

angeführt, die unverändert bei allen Versuchen beibehalten werden. Alle anderen erforderlichen Parameter werden in den jeweiligen Kapiteln dargelegt.

8.1 Verifizierung am Versuch V1

Für die Verifizierung am Versuch V1, dessen experimentelles Ergebnis in Kapitel 7.2.1 hinreichend dargestellt wurde, bedurfte es für die Definition der Makro-Elemente mehrerer Parameter. Einige dieser Parameter sind an Kleinversuchen ermittelt worden, wohingegen andere aus Normentexten abgeleitet bzw. anhand von Formeln ermittelt wurden. Einer der wichtigsten Parameter zur Beschreibung des Last-Verformungs-Verhaltens der Druckdiagonale ist die Druckstrebenbreite w , die, wie zuvor in Kapitel 6.2 beschrieben, nach Decanini und Fantin (erwähnt in Crisafulli [23]) ermittelt und in die beiden Zustände ungerissen bzw. gerissen differenziert wird.

$$w = \left(\frac{0,748}{\lambda \cdot h_m} + 0,085 \right) \cdot d_m \quad (\text{ungerissener Zustand}) \quad (8.1)$$

$$w = \left(\frac{0,707}{\lambda \cdot h_m} + 0,010 \right) \cdot d_m \quad (\text{gerissener Zustand}) \quad (8.2)$$

mit

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_b \cdot I \cdot h_m}} \quad (8.3)$$

Entsprechend Abbildung 8.1 wurde für die Höhe $h_m = 2,85$ m und für Länge der Diagonalstrebe $d_m = 4,0$ m angesetzt. Für die Ermittlung des dimensionslosen Parameters λ (Gleichung 8.3) bedarf es des E-Moduls der Mauerwerksausfachung E_m . Wie bereits im Kapitel 2.5 gezeigt werden konnte, unterliegt dieser Wert sehr großen Streuungen. Schubert und seine Mitautoren [134] haben auf der Basis von z.T. veröffentlichten Auswertungen für das in diesem Versuch verwendete Mauerwerk mit Kalksandstein ein E-Modul von $E_m = 500 \cdot \beta_{D,Mw}$ angegeben, wobei $\beta_{D,Mw}$ die Mauerwerksdruckfestigkeit ist. Die Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit erfolgt unter Anwendung der

folgenden Gleichung 8.4, die auch als Grundgleichung in der europäischen Mauerwerksnorm ENV 1996, Teil 1-1 [42] verankert ist.

$$\beta_{D,mw} = a \cdot \beta_{D,st}^b \cdot \beta_{D,moe}^c \quad (8.4)$$

Die Werte für die Parameter a , b , c wurden aus der Arbeit von Schubert [134] entnommen, in der verfügbare, aus der Literatur bekannte, Versuchswerte für verschiedene Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen zusammengefasst wurden. Für die im vorliegenden Fall zu Grunde liegende Mauerstein-Mauermörtel-Kombination ergibt sich für $a = 0,70$, $b = 0,74$ und für $c = 0,21$. Mit den aus Kleinversuchen bekannten Werte für die Mörteldruckfestigkeit $\beta_{D,Moe} = 2,0 \text{ MN/m}^2$ und Mauersteindruckfestigkeit $\beta_{D,St} = 20,4 \text{ MN/m}^2$ nimmt die Mauerwerksdruckfestigkeit den folgenden Wert an.

$$\beta_{D,mw} = 0,7 \cdot 20,4^{0,74} \cdot 2,0^{0,21} = 7,54 \text{ MN/m}^2 \quad (8.5)$$

Dadurch ergibt sich ein E-Modul des Mauerwerks bei Versuch V1 zu $E_m = 3770 \text{ MN/m}^2$. Diesen Wert, zusammen mit der Dicke des Mauerwerks t , dem E-Modul E_b sowie dem Flächenträgheitsmoments I der Stütze aus Tabelle 8.2 in Gleichung 8.3 eingesetzt, führt zu $\lambda = 1,406 \text{ 1/m}$. Somit ergeben sich für die Druckstrebenbreiten entsprechend der beiden Zustände „ungerissen“ und „gerissen“ die folgenden Werte.

$$w = \left(\frac{0,748}{1,406 \frac{1}{m} \cdot 2,85m} + 0,085 \right) \cdot 4,0m = 1,09m \quad (\text{ungerissen}) \quad (8.6)$$

$$w = \left(\frac{0,707}{1,406 \frac{1}{m} \cdot 2,85m} + 0,010 \right) \cdot 4,0m = 0,75m \quad (\text{gerissen}) \quad (8.7)$$

Der Zeitpunkt des Übergangs vom ungerissenen in den gerissenen Zustand sowie die maximale Druckfestigkeit der Diagonalstrebe wird über die fiktiven Druckfestigkeiten f_d^* der äquivalenten Diagonalstrebe definiert. Die Berechnung der fiktiven Druckfestigkeiten erfolgt mit Hilfe der Formeln 6.11 und 6.14 aus Kapitel 6.2, wobei sich die Ergebnisse auf die unterschiedlichen Zeitpunkte des Eintretens möglicher Schadenszustände in der Mauerwerksausfachung

beziehen. Wie nun bei der experimentellen Durchführung des Versuchs V1 beobachtet werden konnte, war als erster Schadenszustand das Einsetzen von Schubrisen in den Mörtelfugen festzustellen (Kapitel 7.2.1). Dieser Zustand wird als Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand angesetzt. Für die Ermittlung der fiktiven Druckfestigkeit $f_{d,ue}^*$ (Gleichung 8.8) entsprechend dieses Zustandes bedarf es der reduzierten Haftscherfestigkeit β_{Hs}^* , des reduzierten Haftreibungsbeiwertes μ^* sowie des Neigungswinkels θ zwischen Ausfachungsdiagonale und Horizontale, der bei allen Versuchen mit 45° angesetzt wurde. Für die Ermittlung der reduzierten Werte sind die Grundwerte erforderlich. Während der Haftreibungsbeiwert μ unabhängig von den Mörtel-eigenschaften und der Mörtelzusammensetzung mit $\mu = 0,6$ angesetzt wird (Schneider [128]), ist dies bei der Haftscherfestigkeit β_{Hs} nicht ohne weiteres möglich. Entsprechend der aus Kleinversuchen ermittelten Mörteldruckfestigkeit von $\beta_{d,Moe} = 2,039 \text{ MN/m}^2$ kann der verwendete Mörtel in die Gruppe I der Normalmörtel eingeteilt werden (DIN 1053-1 [31]). Die DIN 1053-1 [31] gibt für diese Mörtelgruppe keinen Wert für die Haftscherfestigkeit an. Erst ab der Mörtelgruppe II definiert die Norm die Haftscherfestigkeit zu $\beta_{Hs} \leq 0,1 \text{ MN/m}^2$. Hinsichtlich der Wahl eines geeigneten Wertes für die Haftscherfestigkeit wird an dieser Stelle auf die Arbeit von Stempniewski und Wallner [146] verwiesen. Die Autoren führten ebenfalls Versuche an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen durch, deren materielle und geometrische Eigenschaften nahezu denen von Versuch V1 entsprechen. Dabei wurde die Mauerwerksausfachung mit einem Mörtel identischer Zusammensetzung konstruiert. Die von Stempniewski und Wallner durchgeführten Kleinversuche an mehreren Mörtelproben hatten eine Haftscherfestigkeit von im Mittel $\beta_{Hs} = 0,1 \text{ MN/m}^2$ ergeben. Diesen Wert hatte man schließlich für den Versuch V1 bzw. für die Ermittlung der fiktiven Druckfestigkeit nach Gleichung 8.8 angesetzt. Somit ergaben sich für die reduzierte Haftscherfestigkeit $\beta_{Hs}^* = 0,064 \text{ MN/m}^2$ und für den reduzierten Haftreibungsbeiwert $\mu^* = 0,42$. Dies führt zu einer fiktiven Druckfestigkeit $f_{d,ue}^*$ zum Zeitpunkt des Übergangs von ungerissenen in den gerissenen Zustand von

$$f_{d,ue}^* = \frac{\beta_{Hs}^*}{\sin\theta \cdot (\cos\theta - \mu^* \cdot \sin\theta)} = \frac{0,064 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}}{\sin(45) \cdot (\cos(45) - 0,42 \cdot \sin(45))}$$

$$f_{d,ue}^* = 0,226 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (8.8)$$

Trotz eingetretener Schubrisse in den Mörtelfugen wurden bei weiterer Auf-

bringung zusätzlicher Auslenkungen eine Zunahmen der Lastaufnahmefähigkeit der Struktur beobachtet. Wie zu erwarten war, traten in der Folgezeit dann erst vereinzelt und kurz darauf in großer Summe Risse in den Mauersteinen auf. Die fiktive Druckfestigkeit $f_{d,max}^*$ entsprechend dieses Schadenszustandes „Reißen der Steine“ wurde im Folgenden für die Verifizierung des Versuchs V1 als maximale Festigkeit der äquivalenten Strebe angesetzt. Wie später gezeigt wird, konnten mit dieser Annahme sehr gute Ergebnisse erzielt werden. Der Zustand des Druckversagens des Mauerwerks wird aus Gründen, die bereits in Kapitel 4.3.2 hinreichend erläutert wurden, nicht berücksichtigt. Damit die fiktive Druckfestigkeit $f_{d,max}^*$ für den Schadensfall „Reißen der Steine“ ermittelt werden kann, bedarf es neben des Neigungswinkels θ auch der Steinzugfestigkeit $\beta_{z,St}$. Weil dieser Wert nicht an Kleinversuchen ermittelt wurde, definiert sich die Steinzugfestigkeit im Folgenden als Bruchteil der infolge von Kleinversuchen ermittelten Steindruckfestigkeit $\beta_{D,St}$. In Schubert [134] wurde eine große Anzahl aus der Literatur erhältliche, experimentell ermittelte, Werte für die Steinzug- und Steindruckfestigkeit gesammelt und diese miteinander in Bezug gesetzt. Für den in der vorliegenden Arbeit verwendete Kalksandstein mit Griffloch wurde ein Verhältnis von Steinzugfestigkeit zu Steindruckfestigkeit von im Mittel 0,05 angegeben, wobei die Verhältniswerte zwischen 0,027 und 0,065 variieren. Unter Verwendung der infolge von an Kleinversuchen ermittelten Steindruckfestigkeit $\beta_{D,St} = 20,4 \text{ MN/m}^2$ und unter Ansatz des Mittelwerts 0,05 ergibt sich die Steinzugfestigkeit wie folgt.

$$\beta_{z,St} = 0,05 \cdot \beta_{D,St} = 0,05 \cdot 20,4 \text{ MN/m}^2 = 1,02 \text{ MN/m}^2 \quad (8.9)$$

Dies wiederum führt zu einer fiktiven Druckfestigkeit von

$$f_{d,max}^* = \frac{\beta_{z,St}}{2,0 \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta - \frac{\sin^2\theta}{4}} = \frac{1,02 \text{ MN/m}^2}{2,0 \cdot \sin(45) \cdot \cos(45) - \frac{\sin^2(45)}{4}}$$

$$f_{d,max}^* = 0,995 \text{ MN/m}^2 \quad (8.10)$$

Es hat sich später bei der Verifizierung der numerischen Ergebnissen allerdings gezeigt, dass damit die experimentellen Ergebnisse etwas unterbewertet werden. Aus diesem Grund hat man das Verhältnis der Steinzugfestigkeit zur Steindruckfestigkeit von 0,05 auf 0,055 erhöht. Diese Änderung liefert die folgenden Werte für die Steinzugfestigkeit $\beta_{z,St}$ bzw. fiktive Druckfestigkeit $f_{d,max}^*$, womit die maximale Kapazität der Struktur numerische sehr gut abgebildet

werden konnte.

$$\beta_{z,St} = 0,055 \cdot \beta_{D,St} = 0,055 \cdot 20,4 \text{ MN/m}^2 = 1,12 \text{ MN/m}^2 \quad (8.11)$$

$$f_{d,max}^* = \frac{1,12 \text{ MN/m}^2}{2,0 \cdot \sin(45) \cdot \cos(45) - \frac{\sin^2(45)}{4}} = 1,09 \text{ MN/m}^2 \quad (8.12)$$

Bei der Wahl des E-Moduls E_{m0} der äquivalenten Diagonalstrebe wurde vereinfacht die Gleichung 8.13 angesetzt, wie sie auch der DIN 18554-1 [35] zu Grunde gelegt ist.

$$E_{m0} = 1000 \cdot \beta_{D,Mw} \quad (8.13)$$

Mit $\beta_{D,Mw}$ wird gemäß Norm die Mauerwerksdruckfestigkeit berücksichtigt. Es war folglich darauf zu achten, dass hierfür die fiktive Druckfestigkeit $f_{d,max}^*$ entsprechend des Schadenszustandes „Reißen der Steine“ angesetzt wird, insofern diese auch als maximale Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe definiert ist. Dadurch ergibt sich für den E-Modul ein Wert von $E_{m0} = 1090 \text{ MN/m}^2$.

Alle für die Diagonalstrebe erforderlichen Parameter sind in der Tabelle 8.1 noch einmal zusammengefasst angegeben. Für die Definition der Stabelemente waren die in Tabelle 8.2 angeführten Parameter erforderlich, die anhand von Kleinversuchen ermittelt wurden (Kapitel 7.1.4).

Zwischen dem Stützen-Element und dem Riegel-Element bestand der einzige Unterschied lediglich in der Menge und Anordnung der Längsbewehrung, wodurch sich die Momenten-Krümmungs-Beziehung beider Tragelemente leicht unterscheidet. Durch die unsymmetrische Verteilung der Längsbewehrung im Riegel entstanden somit unterschiedliche Werte für die Fließ- und Bruchmomente in positiver und negativer Richtung. Infolge der etwas höheren Menge an Längsbewehrung in oberer Lage waren die Momente in positive Richtung etwas kleiner als in negative Richtung.

In Abbildung 8.2 ist das numerische Ergebnis dem experimentellen Ergebnis überlagert. Hierbei wird zuerst nur das anfängliche Last-Verformungs-Verhalten bis zu einer Auslenkung von 27 mm in positiver Richtung und 30 mm in negativer Richtung berücksichtigt. Bis zu dieser Auslenkung kann die Festigkeit gut

Tabelle 8.1: Eingangsparameter der äquivalenten Druckdiagonalen zur Verifizierung des Versuchs V1

| | |
|---|--|
| Parameter | |
| Reduzierte Haftscherfestigkeit | $\beta_{H_s}^* = 0,064 \text{ MN/m}^2$ |
| Reduzierter Haftreibungsbeiwert | $\mu^* = 0,42$ |
| Dimensionsloser Parameter | $\lambda = 1,406 \text{ 1/m}$ |
| Druckstrebenbreite im ungerissenen Zustand | $w = 0,75 \text{ m}$ |
| Druckstrebenbreite im gerissenen Zustand | $w = 1,09 \text{ m}$ |
| Diagonalstrebedruckfestigkeit bei Risseintritt | $f_{d,ue}^* = 0,226 \text{ MN/m}^2$ |
| Maximale Diagonalstrebedruckfestigkeit | $f_{d,max}^* = 1,09 \text{ MN/m}^2$ |
| Dehnung bei maximaler Diagonalstrebedruckfestigkeit | $\varepsilon_c = 1,5 \text{ }^0/_{00}$ |
| E-Modul Mauerwerk | $E_m = 3770,6 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul äquivalente Diagonalstrebe | $E_{m0} = 1090 \text{ MN/m}^2$ |
| empirische Parameter | |
| | $\gamma_{ent} = 2,5$ |
| | $\gamma_{pl} = 0,5$ |
| | $\alpha_{end} = 0,35$ |
| | $\alpha_d = 0,6$ |

Tabelle 8.2: Eingangsparameter der Stabelemente zur Verifizierung des Versuchs V1

| | |
|-------------------------------|--------------------------------------|
| Parameter | |
| Flächenträgheitsmoment Stütze | $I = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ |
| Druckfestigkeit Beton | $f_{ck} = 38,41 \text{ MN/m}^2$ |
| Biegezugfestigkeit Beton | $f_{ct,fl} = 5,17 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul Beton | $E_b = 24984,42 \text{ MN/m}^2$ |

abgebildet werden. Allenfalls eine leichte Unterbewertung in positiver Richtung und eine leichte Überbewertung in negativer Richtung ist zu erkennen. Die plastischen Verformungen stimmen sehr gut mit den experimentellen Ergebnissen überein und der Verlauf der Wiederbelastungskurve sowie der Entlastungskurve kann mit den Makro-Elementen sehr gut repräsentiert werden. Lediglich die Anfangssteifigkeit sowie die Festigkeit bei sehr kleinen Horizontalauslenkungen wurden deutlich kleiner berechnet. Der Grund hierfür könnte zum Einen in der sehr guten baupraktischen Ausführung des Mauerwerks liegen, weshalb davon auszugehen ist, dass die Lagerfugen und die Stoßfugen vollständig ausgefüllt wurden und somit ein sehr guter Verbund erzielt wurde. Dies führt dazu, dass der Schadenszustand „Schubrisse in den Mörtelfugen“ etwas später als numerisch angenommen eintritt. Das Rissmoment M_{cr} wird größer und die Struktur verbleibt somit etwas länger im Zustand I. Dies wiederum resultiert in einer Erhöhung der Festigkeit bei anfänglich kleinen Horizontalauslenkungen, wodurch die numerischen Ergebnisse näher an die experimentellen Resultate angeglichen werden. Dieser Einfluss wird durch Erhöhung der Haftscherfestigkeit β_{Hs} berücksichtigt. Es hat sich allerdings gezeigt, dass die erzielte Verbesserung nur sehr gering war, weshalb man die Haftscherfestigkeit bei β_{Hs} bei $0,1 \text{ MN/m}^2$ beließ. Ein weitaus einflussreicherer Parameter ist der E-Modul E_{m0} der äquivalenten Diagonalstrebe. Wie bereits erwähnt wurde, ist die Ermittlung dieses Parameters sehr großen Unsicherheiten unterworfen, weshalb es annähernd unmöglich ist dem E-Modul einen genauen Wert zuzuweisen. In der Arbeit von Vratsanou [153] wird zudem berichtet, dass nach einer Zusammenfassung und Auswertung mehrerer aus der Literatur erhältlichen Daten bzgl. des E-Moduls von Mauerwerk ein Wert zwischen dem 500-fachen und 2000-fachen der Mauerwerksdruckfestigkeit entstehen kann. Aus diesem Grund wurde der E-Modul E_{m0} der äquivalenten Diagonalstrebe von ursprünglich 1090 MN/m^2 um das Doppelte auf 2180 MN/m^2 erhöht, was dem 2000-fachen der Druckfestigkeit der Diagonalstrebe entspricht.

Unter Ansatz dieser Änderung ergibt sich somit das in Abbildung 8.3 dargestellte Diagramm. Man erkennt, dass damit die Anfangssteifigkeit sowie die Festigkeit bei sehr kleinen Auslenkungen deutlich besser abgebildet werden kann.

Anschließend wurde die numerische Berechnung für die komplette experimentelle Belastungsgeschichte durchgeführt (Abbildung 8.4). Es zeigt sich, dass die maximale Festigkeit in positiver Richtung sehr gut abgebildet werden kann. Der Verlauf der Wiederbelastungs- und der Entlastungskurve kann hin-

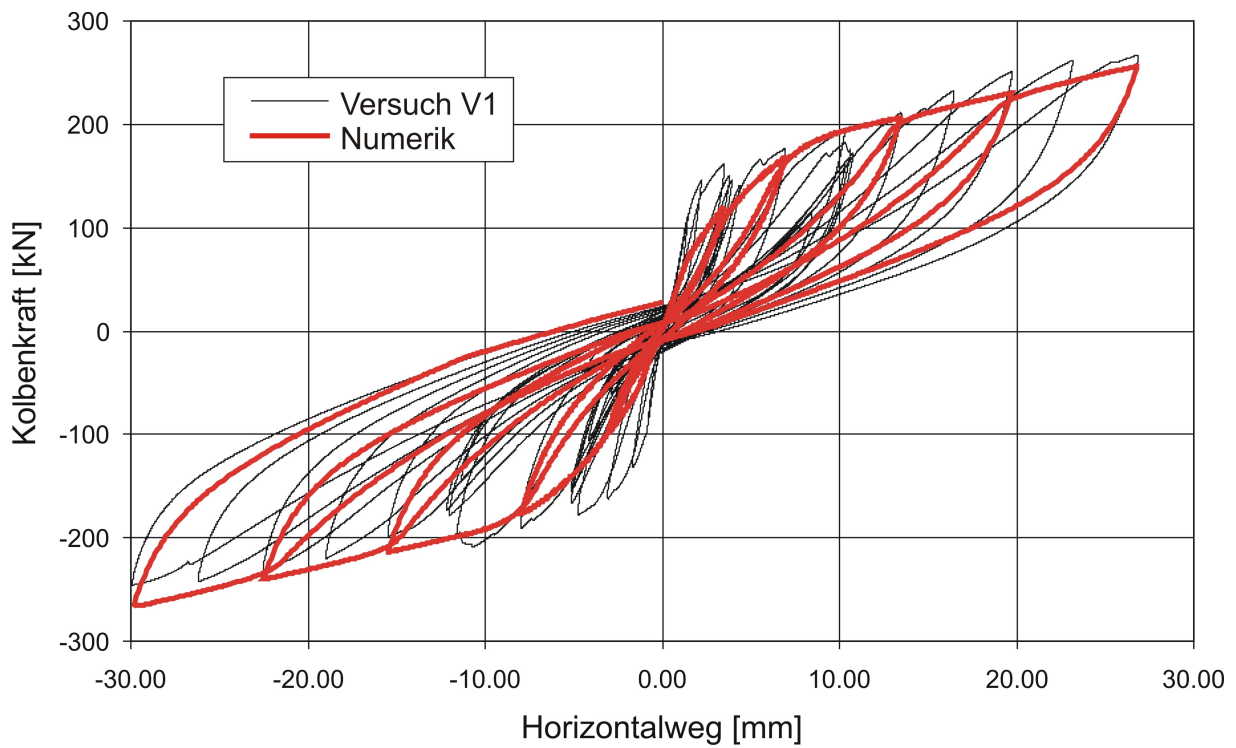


Abbildung 8.2: Überlagerung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch V1

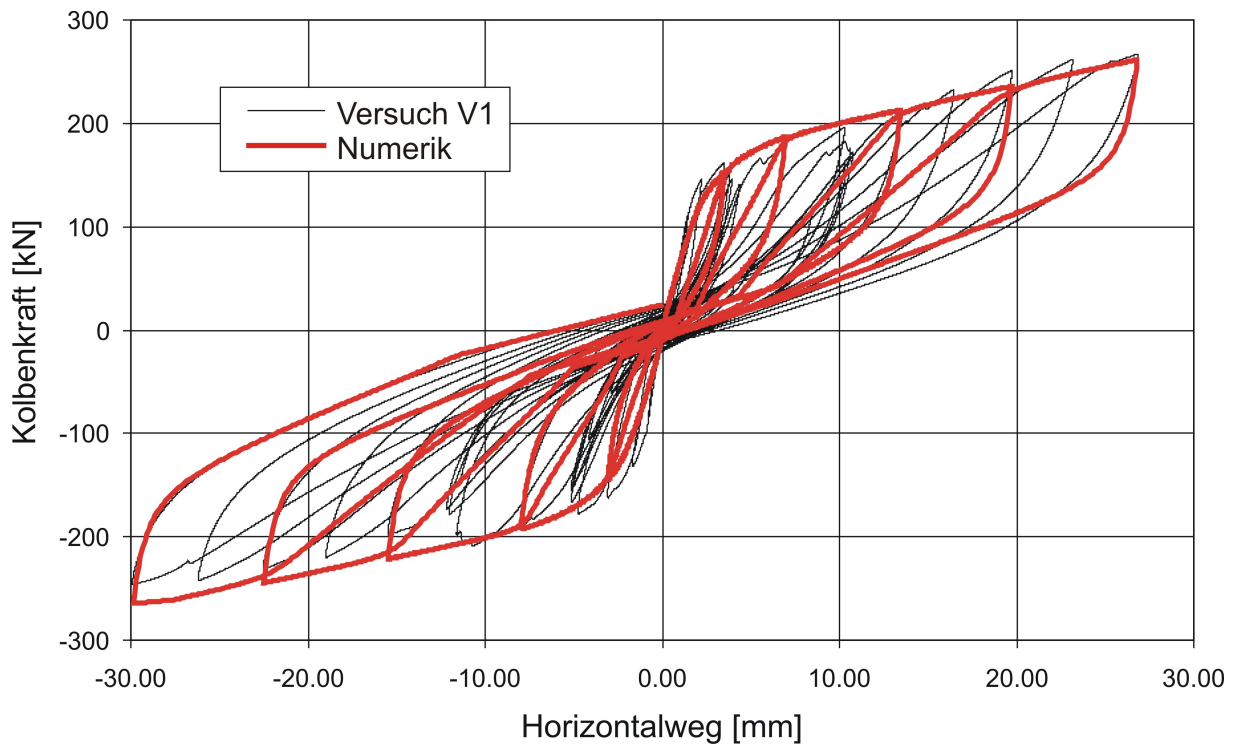


Abbildung 8.3: Überlagerung der modifizierten numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch V1

reichend genau abgebildet werden. Lediglich die plastischen Verformungen beim letzten Zyklus, bei der die Struktur bereits sehr stark beschädigt war, wird etwas unterschätzt. Dies ist eine Folge der für die Makro-Elemente definierten hysteretischen Regeln bei Entlastung. In negativer Richtung wird die maximale Festigkeit etwas überschätzt. Der Grund hierfür liegt in der Art der Lasteinleitung. Wie bereits in Kapitel 7.2 beschrieben, erfolgt die Einleitung der horizontalen Verschiebungen in positiver Richtung direkt und in negativer Richtung indirekt über vier Gewindestangen. Dies hat zur Folge, dass die Steifigkeit, infolge der in Reihe geschalteten Federsteifigkeiten der Gewindestangen mit der Struktur (Abbildung 7.7), in negativer Richtung etwas geringer ist als in positiver Richtung und somit die Widerstandskraft der Struktur etwas unterbewertet wird. Dies ist der Grund, weshalb die numerischen Ergebnisse etwas über den experimentellen Ergebnissen liegen. Infolge der guten Übereinstimmung in positiver Richtung kann man trotzdem von einem guten numerischen Ergebnis sprechen.

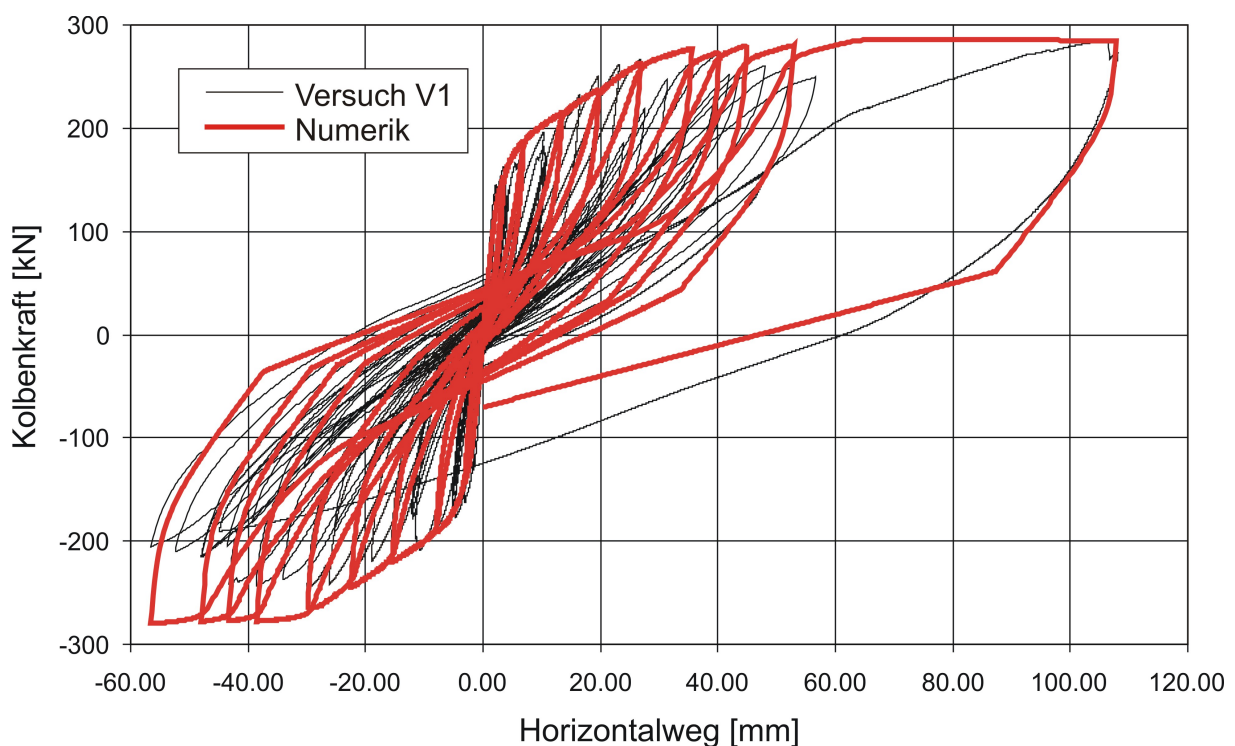


Abbildung 8.4: Überlagerung der modifizierten numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch V1

In Abbildung 8.5 sind die mittleren Steifigkeiten aus numerischer Nachrechnung und Experiment zusammengefasst dargestellt. Gemäß der Auswertung der experimentellen Ergebnisse sind auch bei den numerischen Resultaten

die Steifigkeiten über die Summe der Horizontalauslenkungen in positiver und negativer Richtung, des für die Steifigkeitsermittlung zu Grunde gelegten Zyklus, aufgetragen.

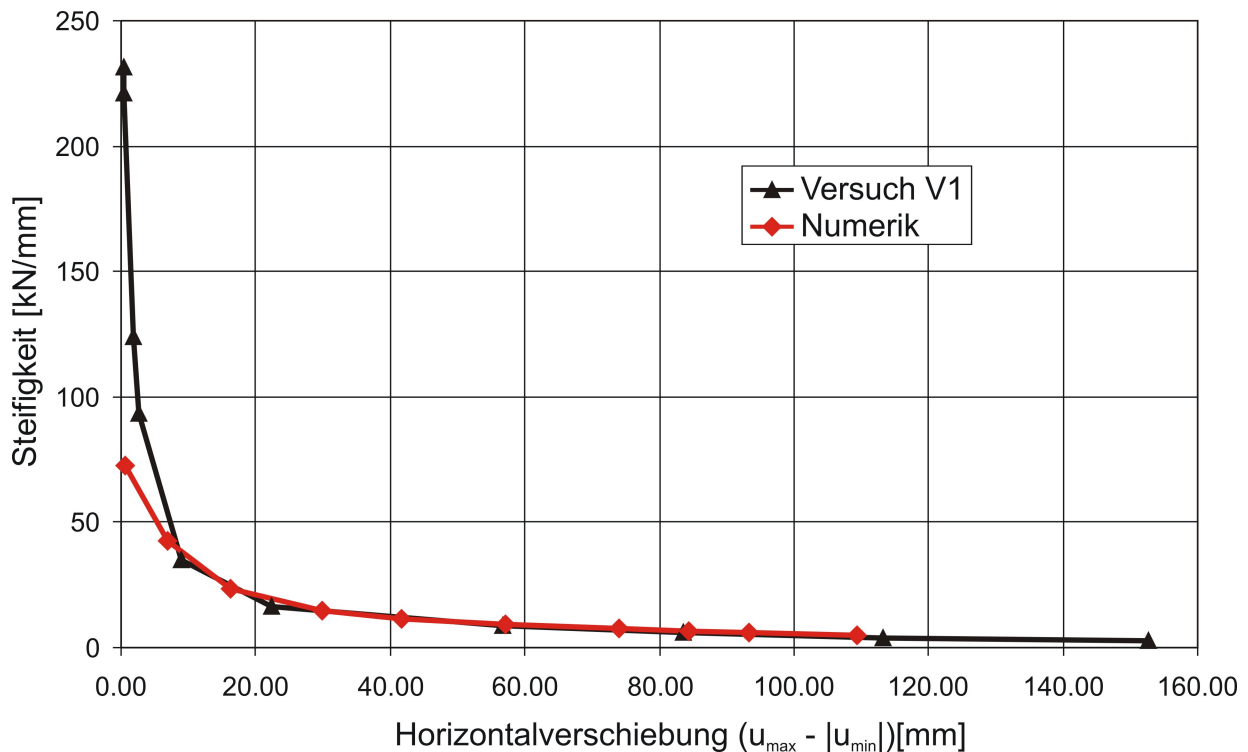


Abbildung 8.5: Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten mittleren Steifigkeiten

Wie bereits Eingang dieses Kapitel erwähnt wurde, sind die Steifigkeiten bzgl. der numerischen Ergebnisse bei sehr kleinen Horizontalauslenkungen deutlich geringer als derer des Versuchs. Diese Unterschiede erstrecken sich allerdings lediglich auf eine Horizontalverschiebung $u_{max} - u_{min}$ von 8 mm. Das wiederum bedeutet, dass die Struktur pro Richtung lediglich um etwa 4 mm ausgelenkt worden ist. Es muss hierbei jedoch erwähnt werden, dass der Steifigkeitsabfall bei dem Experiment in diesem Auslenkungsbereich derart stark ist, dass bereits bei einer Auslenkung von 2 mm die Steifigkeit um die Hälfte reduziert war. Die Ursache dieser sehr großen Steifigkeiten liegt darin, dass sich der Rahmen zu Beginn noch an keiner Stelle von der Ausfachung abgelöst hat, weshalb die Struktur als monolithische Einheit agiert. Unmittelbar nach der Lastaufbringung wird sich der Rahmen von der Ausfachung ablösen, worin dieser starke Steifigkeitsabfall begründet ist. Weil in der Realität davon auszugehen ist, dass schon bei geringsten Horizontalauslenkungen ein Ablösen der Ausfachung von dem Rahmen eintreten wird und demnach die Steifigkeit

deutlich geringere Werte annimmt als derer aus dem Experiment, zeigt der Vergleich mit den numerisch ermittelten Steifigkeiten sehr gute Ergebnisse. Ab einer Horizontalauslenkung von 8 mm liegen beide Kurven nahezu identisch übereinander.

8.2 Verifizierung am Versuch V2

Beim Versuch V2 sollte der Einfluss der Mörtelfestigkeit auf das Last-Verformungs-Verhalten untersucht werden. Es wurde deshalb ein sehr fester Mörtel gewählt, dessen Druckfestigkeit anhand von Kleinversuchen zu $\beta_{D,moe} = 10,07 \text{ MN/m}^2$ ermittelt wurde. Nach DIN 1053-1 [31] lässt sich der verwendete Mörtel in die Gruppe III der Normalmörtel einordnen. Für diese Mörtelgruppe gibt die Norm eine Haftscherfestigkeit von $\beta_{Hs} \geq 0,25 \text{ MN/m}^2$ an. Angesichts des experimentellen Ergebnisses, bei dem die maximale Festigkeit der Struktur deutlich erhöht ist, sowie der beobachteten Schadenshistorie muss von einer sehr hohen Haftscherfestigkeit ausgegangen werden, die sich unter anderem durch die sehr gute Verarbeitung und somit perfekte Verfüllung der Lager- und Stoßfugen erklären lässt. Im Vergleich zum Versuch V1, bei dem die ersten deutlichen Risse bei einer Horizontalauslenkung von 2,0 mm in den Mörtelfugen eintraten, wurde beim Versuch V2 erst bei einer deutlich größeren Horizontalauslenkung von etwa 4,0 mm ein plötzlicher Riss über nahezu die gesamte Diagonale beobachtet. Dieser Riss verlief dabei primär durch die Mauersteine. Im weiteren Verlauf erfolgten zusätzlich Risse durch Mörtelfugen und in weiteren Mauersteinen. Offensichtlich wurde durch die hohe Mörtelfestigkeit erreicht, dass nicht mehr das Schadenskriterium „Reißen der Steine“, sondern das Schadenskriterium „Schubrisse in den Mörtelfugen“ für die maximale Festigkeit der Struktur maßgebend wurde. Hinsichtlich der Einflussgröße Haftscherfestigkeit gaben Brameshuber und seine Mitautoren [17] einen umfassenden Überblick über den aktuellen Kenntnisstand. Basierend auf einer früheren Arbeit von Brameshuber [18] (erwähnt in [17]), wurde auf Grundlage zur Verfügung stehender Versuchsergebnissen die Haftscherfestigkeit nach der Mauerstein-Mauermörtel-Kombination differenziert. Die Kombination aus Kalksandstein mit der Mauermörtelgruppe NM II liefert dabei Haftscherfestigkeiten von $\beta_{Hs} = 0,1$ bis $0,4 \text{ MN/m}^2$. Für die Kombination mit den Mauermörtelgruppen NM IIa bzw. III konnten Werte zwischen $\beta_{Hs} = 0,02$ und $0,6 \text{ MN/m}^2$ bzw. $\beta_{Hs} = 0,27$ und $0,67 \text{ MN/m}^2$ angegeben werden. Trotz der sehr großen Streuung lässt sich ein Anstieg bei der Haftscherfestigkeit mit höherer Mauermörtelgruppe erkennen. Insofern für die in der vorliegenden Arbeit zu Grunde liegende Mauermörtelgruppe III in Kombination mit Kalksandstein

keine Werte angegeben werden, wurde an dieser Stelle ein Wert zwischen der Mauermörtelgruppe II und IIIa gewählt. Wegen der Annahme einer sehr hohen Haftscherfestigkeit wurde letztlich ein Wert von $\beta_{Hs} = 0,65 \text{ MN/m}^2$ angesetzt, was zu einer reduzierten Haftscherfestigkeit von $\beta_{Hs}^* = 0,46 \text{ MN/m}^2$ führte. Damit ergab sich für die fiktive Druckfestigkeit der Diagonalstrebe bzw. für die maximale Festigkeit der Diagonalstrebe der folgende Wert.

$$f_{d,max}^* = \frac{0,046 \frac{MN}{m^2}}{\sin(45) \cdot (\cos(45) - 0,39 \cdot \sin(45))} = 1,61 \text{ MN/m}^2 \quad (8.14)$$

Folglich wird bei diesem Versuch für den Übergang von ungerissenen in den gerissenen Zustand das Schadenskriterium „Reißen der Steine“ maßgebend.

$$f_{d,ue}^* = \frac{1,12 \frac{MN}{m^2}}{2,0 \cdot \sin(45) \cdot \cos(45) - \frac{\sin^2(45)}{4}} = 1,09 \text{ MN/m}^2 \quad (8.15)$$

Es ist hierbei zu erwähnen, dass die Zugfestigkeit des Mauersteins wie bei Versuch V1 zum 0,055-fachen der Druckfestigkeit des Mauersteins angesetzt blieb. Weil bei allen Versuchen immer die gleichen Mauersteine verwendet wurden, ergab sich somit die gleiche fiktive Druckfestigkeit für den Schadensfall „Reißen der Steine“ wie bei Versuch V1.

Bei der Wahl des E-Moduls der Druckdiagonalen orientierte man sich an den Aussagen und Annahmen von Versuch V1, wonach der E-Modul als das 2000-fache Produkt der Druckfestigkeit $f_{d,max}^*$ aus Gleichung 8.14 definiert ist. Dies führt zu einem Wert von $E_{m0} = 3220 \text{ MN/m}^2$.

Die deutlich größere Mörteldruckfestigkeit sowie die daraus resultierenden Änderungen bei der Ermittlung der fiktiven Druckfestigkeiten haben einen direkten Einfluss auf die Größe der Druckstrebenbreite w . Wie bereits im vorherigen Abschnitt gezeigt wurde, ist die Druckstrebenbreite vom dimensionslosen Parameter λ abhängig, der seinerseits wieder vom E-Modul des Mauerwerks und demnach von der Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ abhängt. Infolge der Mörteldruckfestigkeit von $\beta_{D,moe} = 10,07 \text{ MN/m}^2$ erhöht sich die Mauerwerksdruckfestigkeit auf den folgenden Wert.

$$\beta_{D,Mw} = 0,7 \cdot 20,4^{0,74} \cdot 10,07^{0,21} = 10,59 \text{ MN/m}^2 \quad (8.16)$$

Dabei werden alle anderen Parameter dieser Gleichung 8.16 unverändert beibehalten. Dies wiederum führt zu einem Wert für den E-Modul von

$$E_m = 500 \cdot \beta_{D,mw} = 5294,6 \text{ MN/m}^2 \quad (8.17)$$

so dass letztlich der dimensionslose Parameter λ mit einem Wert von 1,53 1/m (Gleichung 8.20) in die Ermittlung der Druckstrebenbreite w eingeht.

$$w = \left(\frac{0,748}{1,53 \cdot 2,85} + 0,085 \right) \cdot 4,0 = 0,96 \text{ m} \quad (\text{ungerissener Zustand}) \quad (8.18)$$

$$w = \left(\frac{0,707}{1,53 \cdot 2,85} + 0,010 \right) \cdot 4,0 = 0,65 \text{ m} \quad (\text{gerissener Zustand}) \quad (8.19)$$

mit

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{5294,6 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,175 \text{ m} \cdot \sin(2 \cdot 45)}{4 \cdot 23638,87 \text{ MN/m}^2 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \cdot 2,85 \text{ m}}} = 1,53 \frac{1}{\text{m}} \quad (8.20)$$

Weitere Unterschiede im Vergleich zu Versuch V1 sind auch bei den materiellen Eigenschaften des Betons zu erkennen, dessen Werte anhand von Kleinversuchen ermittelt wurden. Die Differenzen blieben jedoch infolge der zu Grunde gelegten gleichen Betonmischung sehr gering. Sämtliche geometrische sowie materielle Eigenschaften für sowohl den Beton als auch für das Mauerwerk können den Tabellen 8.3 und 8.4 entnommen werden.

In Abbildung 8.7 ist das experimentelle sowie das numerische Ergebnis überlagert worden. Der Vergleich beider Ergebnisse erfolgt lediglich bis zu einer Auslenkung von 25 mm in positive Richtung und etwa 29 mm in negative Richtung. Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung beider Kurven. Die Festigkeit kann sehr gut nachgebildet werden, wohingegen die Anfangssteifigkeit etwas geringer ist. In Kapitel 7.2.2 sind die Steifigkeiten der verschiedenen Versuchsdurchläufe dargestellt worden. In Abbildung 8.6 sind diese den numerisch ermittelten Steifigkeiten der jeweiligen Zyklen gegenübergestellt.

Tabelle 8.3: Eingangsparameter der äquivalenten Druckdiagonalen zur Verifizierung des Versuchs V2

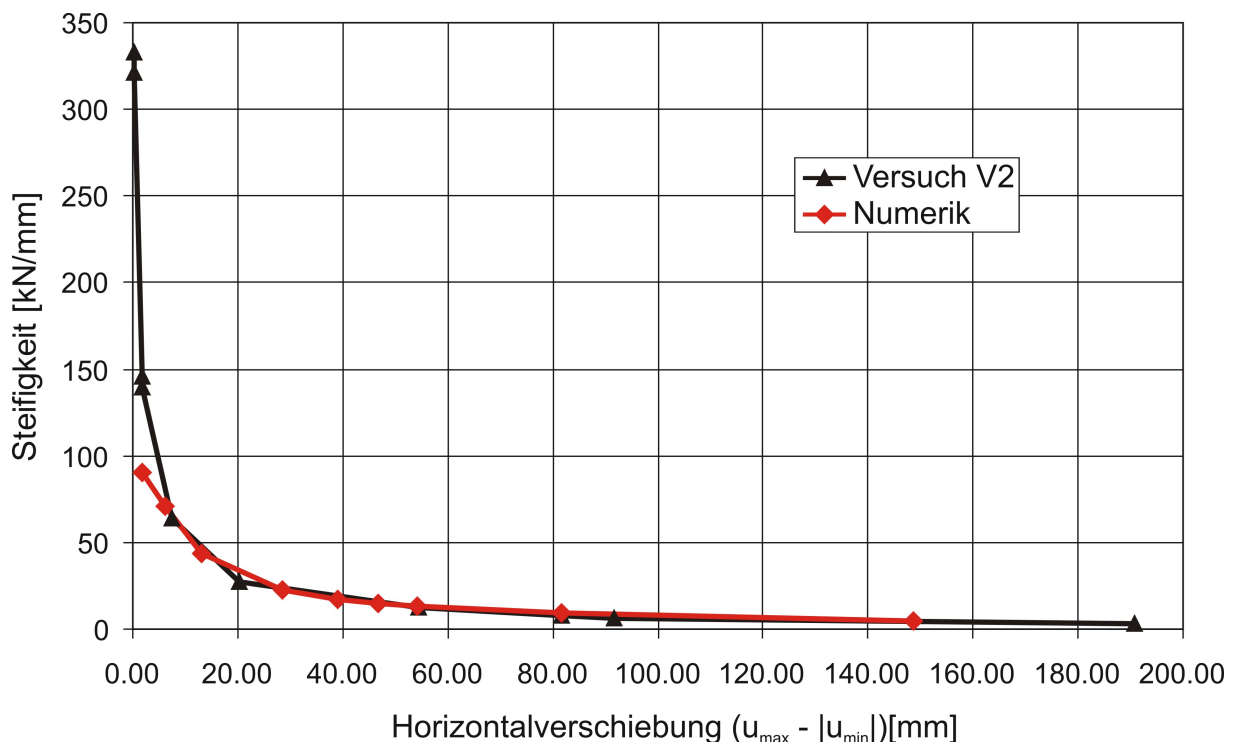
| | |
|---|---------------------------------------|
| Parameter | |
| Reduzierte Haftscherfestigkeit | $\beta_{H_s}^* = 0,46 \text{ MN/m}^2$ |
| Reduzierter Haftreibungsbeiwert | $\mu^* = 0,42$ |
| Dimensionsloser Parameter | $\lambda = 1,53 \text{ 1/m}$ |
| Druckstrebenbreite im ungerissenen Zustand | $w = 0,65 \text{ m}$ |
| Druckstrebenbreite im gerissenen Zustand | $w = 0,969 \text{ m}$ |
| Diagonalstrebedruckfestigkeit bei Risseintritt | $f_{d,ue}^* = 1,09 \text{ MN/m}^2$ |
| Maximale Diagonalstrebedruckfestigkeit | $f_{d,max}^* = 1,61 \text{ MN/m}^2$ |
| Dehnung bei maximaler Diagonalstrebedruckfestigkeit | $\varepsilon_c = 1,5 \text{ ‰}$ |
| E-Modul Mauerwerk | $E_m = 5294,6 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul äquivalente Diagonalstrebe | $E_{m0} = 3220 \text{ MN/m}^2$ |
| empirische Parameter | |
| | $\gamma_{ent} = 2,5$ |
| | $\gamma_{pl} = 0,5$ |
| | $\alpha_{end} = 0,35$ |
| | $\alpha_d = 0,6$ |

Hierbei ist zu erkennen, dass bei einer Gesamtauslenkung von etwa 1,8 mm die Steifigkeit aus der numerischen Berechnung deutlich unter derer der experimentellen Auswertung liegt. Im Vergleich beträgt die Steifigkeit beim Experiment $k_{exp} = 139,5 \text{ kN/mm}$ und bei der Numerik $k_{num} = 90,6 \text{ kN/mm}$. Aus Gründen, wie sie schon im vorherigen Kapitel dargelegt wurden und unter der Berücksichtigung, dass ab einer Auslenkung von etwa $u_H = 6 \text{ mm}$ nahezu gleiche Steifigkeiten erreicht werden, kann von einer guten Übereinstimmung der experimentellen mit den numerischen Ergebnissen gesprochen werden (Abbildung 8.6).

Der Verlauf der Entlastungskurve zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Allenfalls die plastischen Verformungen in positiver Richtung zeigen kleinere Abweichungen. Die Ursache liegt darin, dass mit einer Auslenkung von rund 25 mm der Rahmen kaum beschädigt ist, d.h. das Fließmoment M_y an keiner Stelle des Rahmens überschritten wurde. Somit ist die Entlastungssteifigkeit entsprechend der definierten Hystereseregeln aus Kapitel 5.3 sehr klein. Im Vergleich hierzu ist bei nachfolgender Auslenkung in negative Richtung eine sehr gute Übereinstimmung der experimentell und numerisch ermittelten plasti-

Tabelle 8.4: Eingangsparameter der Stabelemente zur Verifizierung des Versuchs V2

| Parameter | |
|-------------------------------|------------------------------------|
| Flächenträgheitsmoment Stütze | $I = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ |
| Druckfestigkeit Beton | $f_{ck} = 34,34 \text{ MN/m}^2$ |
| Biegezugfestigkeit Beton | $f_{ct,fl} = 4,59 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul Beton | $E_b = 23633,9 \text{ MN/m}^2$ |

**Abbildung 8.6:** Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten mittleren Steifigkeiten

schen Dehnungen zu erkennen, was auf die etwas größere Auslenkung von 29 mm und somit stärkere Beschädigung der Rahmenbauteile zurück zu führen ist. Es konnte festgestellt werden, dass durch die zusätzliche Auslenkung in negativer Richtung von 4 mm beim Rahmen an der Einspannung gerade das Fließmoment M_y überschritten wird. Die Entlastungssteifigkeit ist deshalb entsprechend der vorgegebenen Hysterese-regeln deutlich größer.

Die Wiederbelastungskurve wird im Gegensatz zur Entlastungskurve bei kleinen Auslenkungen numerisch etwas zu flach berechnet. Auch hier liegt die Ursache u.a. in den definierten Hysterese-regeln. Aber auch die angesetzten empirischen Parameter aus Tabelle 8.3 haben einen Einfluss auf die Gestalt

der Wiederbelastungskurve. Eine Änderung bei der Wahl der empirischen Parameter ergab jedoch entweder keine Verbesserung, oder, wenn eine Verbesserung in der Wiederbelastungskurve eintrat, eine Verschlechterung bei der Verifizierung anderer Vergleichsparameter. Hier sei repräsentativ der Parameter α_d erwähnt, der unmittelbar Einfluss auf sowohl die Entlastungs- als auch Wiederbelastungskurve hat. Es hat sich gezeigt, dass mit denen in Tabelle 8.3 angegebenen Parametern die besten numerischen Ergebnisse erzielt werden konnten.

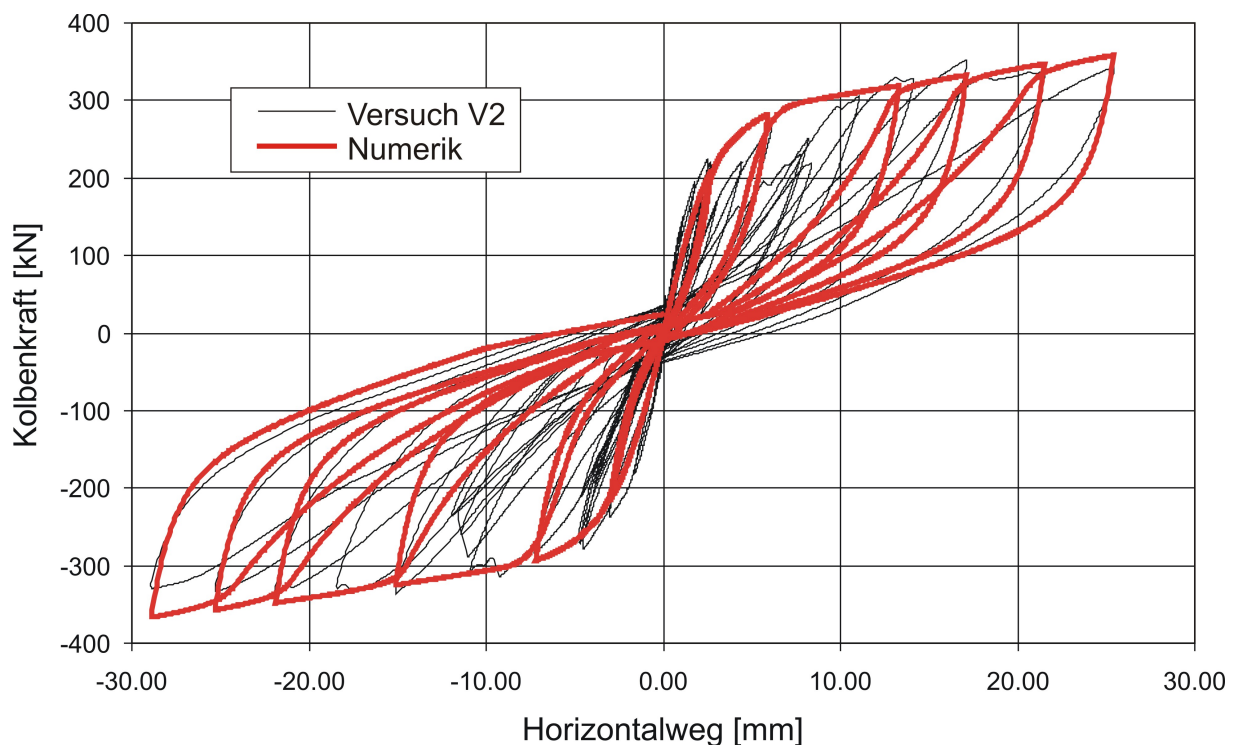


Abbildung 8.7: Überlagerung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch V2

In Abbildung 8.8 sind die experimentellen und numerischen Ergebnisse bis zur maximalen Auslenkung dargestellt, wodurch das globale Verhalten bei größeren Auslenkungen bewertet werden kann.

Die Festigkeit bei einer maximalen Auslenkung von 112 mm in positive Richtung sowie die plastischen Verformungen in beiden Richtungen können sehr gut abgebildet werden. Auch der Verlauf der Entlastungskurve zeigt gute Resultate. Größere Differenzen ergeben sich bei der maximalen Festigkeit in negativer Richtung. Die Ursache hierfür liegt in der Art der Lasteinleitung in negativer Richtung, wie sie bereits in den Kapiteln 7.2.1 und 8.1 beschrieben

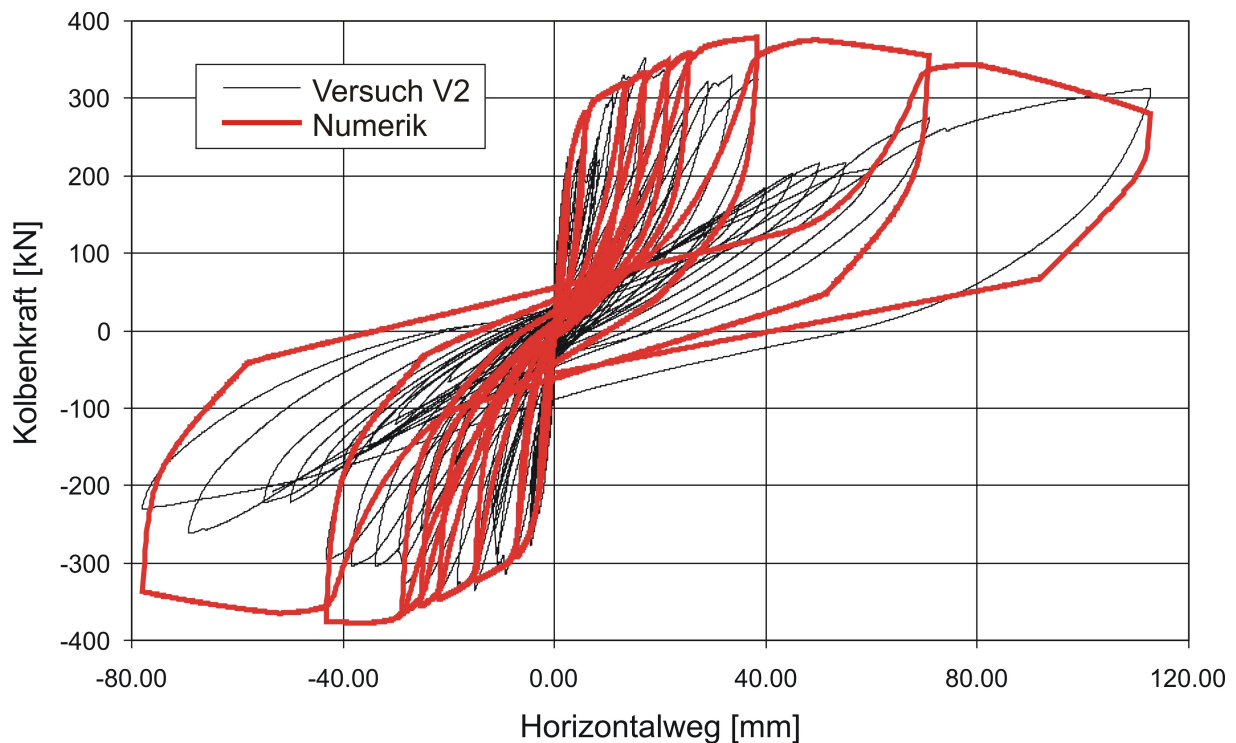


Abbildung 8.8: Überlagerung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch V2

wurde. Durch die Eintragung der Last über vier Gewindestangen wird die Steifigkeit, die zur Ermittlung der Widerstandskraft angesetzt wird, reduziert. Dies hat zur Folge, dass die Kapazität der Struktur in negativer Belastungsrichtung etwas unterbewertet wird. Des Weiteren ist zu erkennen, dass bei mittleren Auslenkungen die Festigkeiten numerisch deutlich überbewertet werden. Der Grund hierfür liegt in der versuchstechnischen Durchführung. Wird eine Struktur zyklisch belastet, erfolgt die Wiederbelastung immer derart, dass die Wiederbelastungskurve an die Umhüllende angrenzt. Wie zahlreiche Wissenschaftler bereits in ihren Arbeiten gezeigt haben (Crisafulli [23], Karsan [70]) entspricht die Umhüllende der Zyklen annähernd der Erstbelastungskurve. In den eigenen Versuchen, bei denen die Auslenkungen vor der Durchführung des Versuchs festgelegt wurden, ist noch bevor die Wiederbelastungskurve die Umhüllende bzw. die Erstbelastungskurve erreicht hat, der Lastfall „Entlastung“ eingeleitet worden. Entsprechend ergeben sich geringere Festigkeiten, die allerdings nicht repräsentativ als maximale Festigkeiten definiert werden können. Wegen der guten numerischen Abbildung der Festigkeiten bei maximaler Auslenkung kann das numerische Ergebnis als gut bewertet werden.

8.3 Verifizierung am Versuch V3

Bei dem dritten Versuch wurde, im Vergleich zu Versuch V1, ein deutlich festerer Beton angesetzt. In den beiden folgenden Tabellen 8.5 und 8.6 sind alle Werte angegeben, wie sie den beiden Makro-Elementen zugewiesen worden sind. Die minimal unterschiedlichen Werte einzelner Parameter, im Vergleich zu Versuch V1, sind auf kleine aber unausweichliche Imperfektionen in der Versuchsanordnung sowie der Versuchskörper zurück zu führen. Insofern beim Versuch V3 die gleichen Bestandteile des Mauerwerks verwendet wurden wie bei Versuch V1, wird an dieser Stelle auf eine ausführlich Beschreibung der Ermittlung der angegebenen Parameter in Tabelle 8.5 verzichtet. Es wird hier lediglich auf Abschnitt 8.1 verwiesen, in dem die Parameterbestimmung vollständig dargelegt wurde.

Tabelle 8.5: Eingangsparameter der äquivalenten Druckdiagonalen zur Verifizierung des Versuchs V3

| | |
|---|---------------------------------------|
| Parameter | |
| Reduzierte Haftscherfestigkeit | $\beta_{Hs}^* = 0,064 \text{ MN/m}^2$ |
| Reduzierter Haftreibungsbeiwert | $\mu^* = 0,42$ |
| Dimensionsloser Parameter | $\lambda = 1,399 \text{ 1/m}$ |
| Druckstrebenbreite im ungerissenen Zustand | $w = 0,75 \text{ m}$ |
| Druckstrebenbreite im gerissenen Zustand | $w = 1,09 \text{ m}$ |
| Diagonalstrebedruckfestigkeit bei Risseintritt | $f_{d,ue}^* = 0,226 \text{ MN/m}^2$ |
| Maximale Diagonalstrebedruckfestigkeit | $f_{d,max}^* = 1,09 \text{ MN/m}^2$ |
| Dehnung bei maximaler Diagonalstrebedruckfestigkeit | $\varepsilon_c = 1,5 \text{ ‰}$ |
| E-Modul Mauerwerk | $E_m = 3695,2 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul äquivalente Diagonalstrebe | $E_{m0} = 1090 \text{ MN/m}^2$ |
| empirische Parameter | |
| | $\gamma_{ent} = 2,5$ |
| | $\gamma_{pl} = 0,5$ |
| | $\alpha_{end} = 0,35$ |
| | $\alpha_d = 0,6$ |

In den beiden Abbildungen 8.9 und 8.11 sind die numerischen und die experimentellen Ergebnisse überlagert. Man erkennt sofort, dass bei sehr kleinen Horizontalauslenkungen die Steifigkeit und die Festigkeit deutlich unterbewertet wird. Ein möglicher Parameter, der zu einer Angleichung bzw.

Tabelle 8.6: Eingangsparameter der Stabelemente zur Verifizierung des Versuchs V3

| Parameter | |
|-------------------------------|--------------------------------------|
| Flächenträgheitsmoment Stütze | $I = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ |
| Druckfestigkeit Beton | $f_{ck} = 65,25 \text{ MN/m}^2$ |
| Biegezugfestigkeit Beton | $f_{ct,fl} = 4,90 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul Beton | $E_b = 27898,98 \text{ MN/m}^2$ |

Verbesserung der numerischen Ergebnisse in diesem Bereich führt, ist zum einen der E-Modul der Druckdiagonalen. Dieser wurde allerdings, wie bei Versuch V1, als der 2000-fache Wert der Druckfestigkeit der Diagonalstrebe angesetzt. Insofern dies als obere Grenze für den E-Modul zu betrachten ist (Vratsanou [153]), war hier keine Modifikation mehr möglich. Eine weitere Möglichkeit zur Anpassung der numerischen Ergebnisse an die experimentellen Resultate bestünde zum anderen in einer größeren Biegezugfestigkeit der Betons. Dieser Wert wurde anhand von Kleinversuchen bestimmt, weshalb auch diesbezüglich keine zusätzliche Modifikation durchgeführt werden konnte. Weitere Parameter wie die Längsbewehrungsmenge oder die Dehnung ε_c bei Risseintritt im Mauerwerk beeinflussen ebenfalls in mehr oder weniger großem Maße die Anfangssteifigkeit sowie die Festigkeit bei kleinen Auslenkung. Jedoch wurden auch hier aus Gründen bereits zuvor getätigter Annahmen oder fest vorgegebener Werte keine Modifikationen mehr durchgeführt. Ähnlich wie bei Versuch V2 kann jedoch auch hier gezeigt werden, dass bei einer Horizontalauslenkung von 8 mm bereits nahezu identische Steifigkeiten berechnet werden (Abbildung 8.10). Insofern die programmierten Makro-Elemente für die Berechnung großer Auslenkungen zielgerichtet sind, wurden die erwähnten Unterbewertungen der Steifigkeit und Festigkeit bei kleinen Auslenkungen in Kauf genommen. Dagegen zeigen die numerischen Ergebnisse hinsichtlich der Wiederbelastungs- und Entlastungskurve eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Resultaten. Auch die plastischen Verformungen können sehr gut abgebildet werden. Nach einer Horizontalauslenkung von etwa 8 mm stimmen zudem die Festigkeiten und, wie bereits erwähnt, auch die Steifigkeiten gut überein (Abbildung 8.10).

In Abbildung 8.11 ist zu sehen, dass bei maximaler Auslenkung in positiver Richtung und anschließender Entlastung die plastische Verformung etwas unterbewertet wird. Die Ursache dieser leichten Unterbewertung liegt in den vorgegebenen Hystereseregeln bei Entlastung sowohl für die Rahmenbauteile als auch für die Druckdiagonale. Dahingegen wird die Festigkeit bei

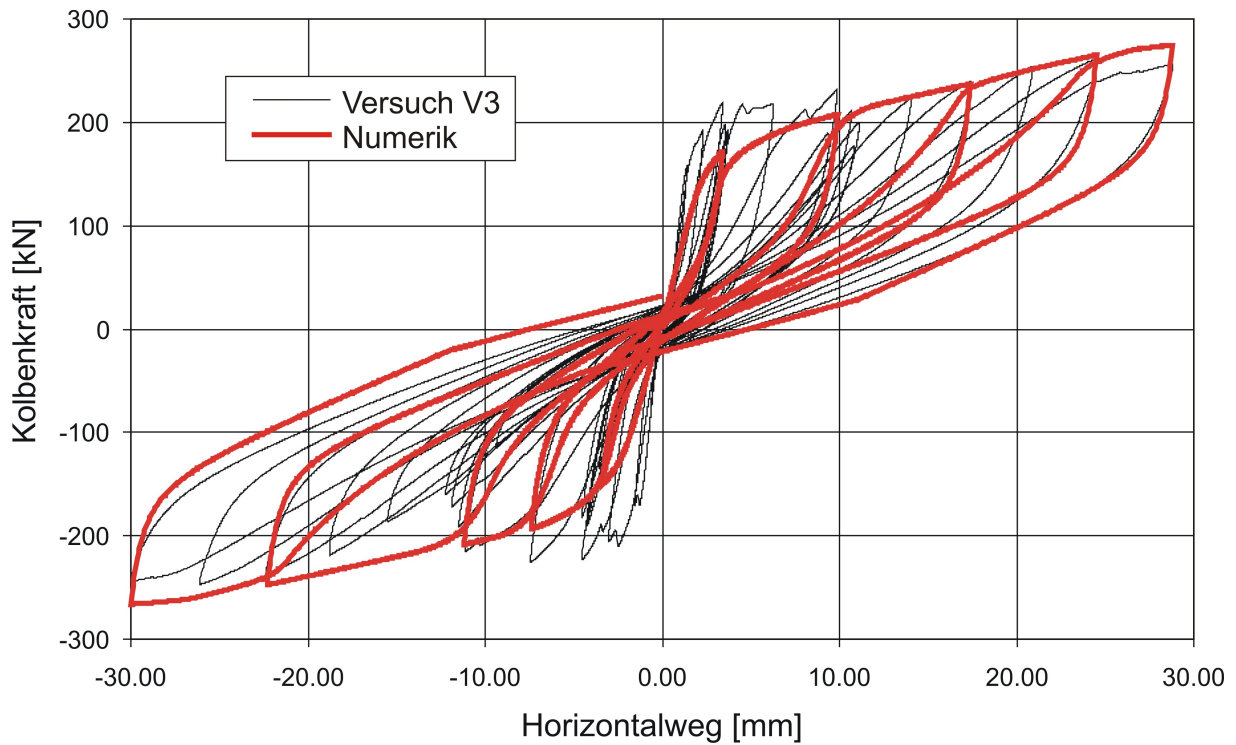


Abbildung 8.9: Überlagerung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch V3

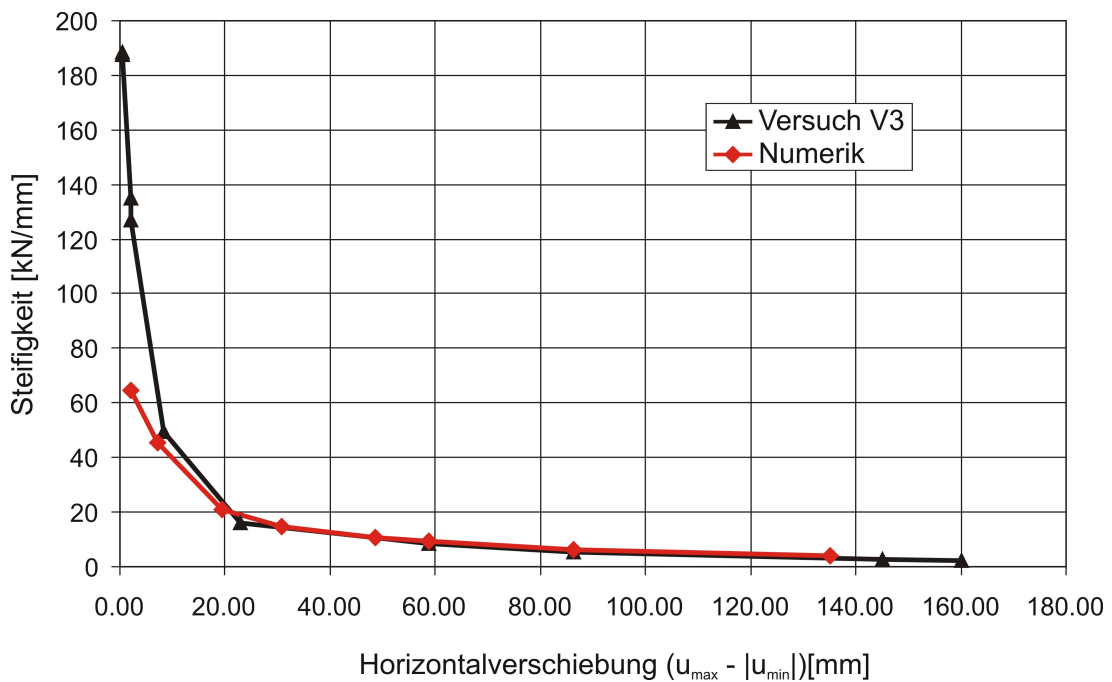


Abbildung 8.10: Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten mittleren Steifigkeiten

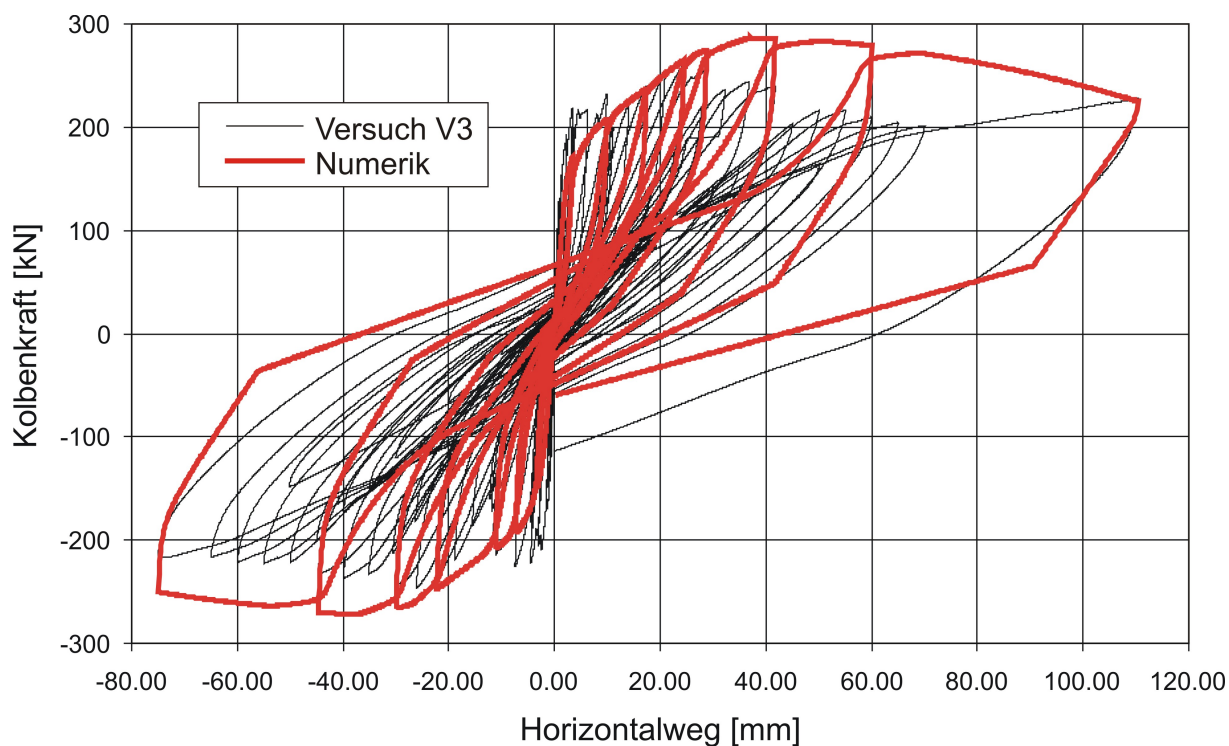


Abbildung 8.11: Überlagerung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch V3

maximaler Auslenkung sehr gut abgebildet. Trotz der oben erwähnten Abweichung bei kleinen Auslenkungen kann unter Betrachtung des gesamten Last-Verformungs-Verhaltens eine gute Übereinstimmung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen festgestellt werden.

8.4 Verifizierung am Versuch von Stempniewski und Wallner

Bei der in diesem Abschnitt durchgeführten Verifizierung der Makro-Elemente soll gezeigt werden, dass auch der Einfluss einer Vertikallast numerisch berücksichtigt werden kann. Aus diesem Grund bediente man sich hier eines Versuchs, der am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Uni Karlsruhe von Stempniewski und Wallner [146] durchgeführt wurde. Dieser Versuch wurde im gleichen Versuchsstand durchgeführt, wie er auch bei den eigenen Versuchen zu Grunde lag. Die Lasteinleitung erfolgte jedoch nicht zyklisch sondern pseudodynamisch, was bedeutet, dass für die Ermittlung der nichtlinearen dynamischen Antwort der Wand ein Beschleunigungszeitverlauf

angesetzt wurde. Als Eingangsbeschleunigungszeitverlauf wurde die Nord-Süd Komponente des 1990 aufgetretenen Vrancea-Erdbebens mit einer Magnitude von 6,7 (nach Gutenberg-Richter) angesetzt. Das Prinzip der Pseudodynamik beruht auf einer interaktiven step-by-step Integration, dessen Vorteile im Gegensatz zu einem dynamischen Versuch, z.B. Rütteltisch, darin bestehen, dass man zum Einen nicht auf eine Einschränkung der Größe und des Gewichts der Struktur begrenzt ist und zum Anderen eine detaillierte Beobachtung des Schadensfortschritts an der Struktur ermöglicht wird. Das Verfahren einer pseudodynamischen Testmethodik läuft dabei derart ab, dass zu jedem Zeitschritt eine Verschiebung, berechnet aus dem gegebenen Beschleunigungszeitverlauf, über den horizontalen Hydraulikzylinder auf die Struktur aufgebracht wird. Die dabei resultierende, über Kraftmessdosen während des Versuchs gemessene Rückstellkraft wird anschließend wiederum verwendet, um mit Hilfe einer expliziten Integrationsmethode die für den nächsten Lastschritt resultierende Verschiebung zu ermitteln. Diese Prozedur wird solange wiederholt, bis die gesamte Antwort der Struktur erhalten wurde. Weiterführende Details zu dieser Versuchsmethodik können unter anderem in Mahin et al. [86] und Shing [139] nachgelesen werden.

Die materiellen und geometrischen Eigenschaften des Versuchs sind in den beiden folgenden Tabellen 8.7 und 8.8 aufgeführt. Im Vergleich zum Versuch V1 sind die Unterschiede bei den materiellen Eigenschaften sehr gering. Der einzige bedeutende Unterschied liegt lediglich in der zusätzlich aufgebrachten Vertikallast von 550 kN auf die Rahmenstütze.

In Abbildung 8.12 ist das Last-Verformungs-Verhalten der getesteten Struktur dargestellt. Die in der Legende angeführten Prozentwerte geben die Größe der Skalierung des Erdbebenzeitverlaufs an. Mit Hilfe der Skalierung war es möglich das Last-Verformungs-Verhalten der Struktur sowohl bei sehr kleinen Auslenkungen, d.h. bei nahezu ungeschädigter Struktur, als auch bei sehr großen Auslenkungen zu bewerten.

Im Vergleich zum Versuch V1, dessen materielle und geometrische Eigenschaften nahezu identisch sind, kann eine deutliche Erhöhung der Festigkeit beobachtet werden. Bei einer Auslenkung von etwa 4 mm wird eine Festigkeit von 328,8 kN erreicht. Beim Versuch V1 wurde bei nahezu gleicher Auslenkung eine Festigkeit von ca. 160 kN aufgezeichnet. Bei beiden Versuchen wurde die maximale Festigkeit mit dem letzten Versuchsdurchlauf bzw. Zyklus erreicht, wobei die maximale Festigkeit des vorliegenden Versuchs bei 455 kN liegt

Tabelle 8.7: Eingangsparameter der äquivalenten Druckdiagonalen zur Verifizierung des Versuchs von Wallner

| Parameter | |
|---|--|
| Kohäsion | $\beta_{Hs} = 0,1 \text{ MN/m}^2$ |
| Reduzierte Haftscherfestigkeit | $\beta_{Hs}^* = 0,064 \text{ MN/m}^2$ |
| Reduzierter Haftreibungsbeiwert | $\mu^* = 0,42$ |
| Dimensionsloser Parameter | $\lambda = 1,409 \text{ 1/m}$ |
| Druckstrebenbreite im ungerissenen Zustand | $w = 0,70 \text{ m}$ |
| Druckstrebenbreite im gerissenen Zustand | $w = 1,02 \text{ m}$ |
| Diagonalstrebedruckfestigkeit bei Risseintritt | $f_{d,ue}^* = 0,226 \text{ MN/m}^2$ |
| Maximale Diagonalstrebedruckfestigkeit | $f_{d,max}^* = 1,09 \text{ MN/m}^2$ |
| Dehnung bei maximaler Diagonalstrebedruckfestigkeit | $\varepsilon_c = 1,5 \text{ }^\circ/\text{ }_{00}$ |
| Druckfestigkeit Mörtel | $f_{ck} = 2,5 \text{ MN/m}^2$ |
| Druckfestigkeit Mauerwerk (Gleichung 8.4) | $\beta_{D,Mw} = 7,90 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul Mauerwerk | $E_m = 3951,5 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul äquivalente Diagonalstrebe | $E_{m0} = 2180 \text{ MN/m}^2$ |
| empirische Parameter | |
| | $\gamma_{ent} = 2,5$ |
| | $\gamma_{pl} = 0,5$ |
| | $\alpha_{end} = 0,35$ |
| | $\alpha_d = 0,6$ |

Tabelle 8.8: Eingangsparameter der Stabelemente zur Verifizierung des Versuchs von Stempniewski und Wallner

| Parameter | |
|-------------------------------|------------------------------------|
| Flächenträgheitsmoment Stütze | $I = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ |
| Druckfestigkeit Beton | $f_{ck} = 32,6 \text{ MN/m}^2$ |
| Zugfestigkeit Beton | $f_{ctm} = 3,06 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul Beton | $E_b = 25929 \text{ MN/m}^2$ |

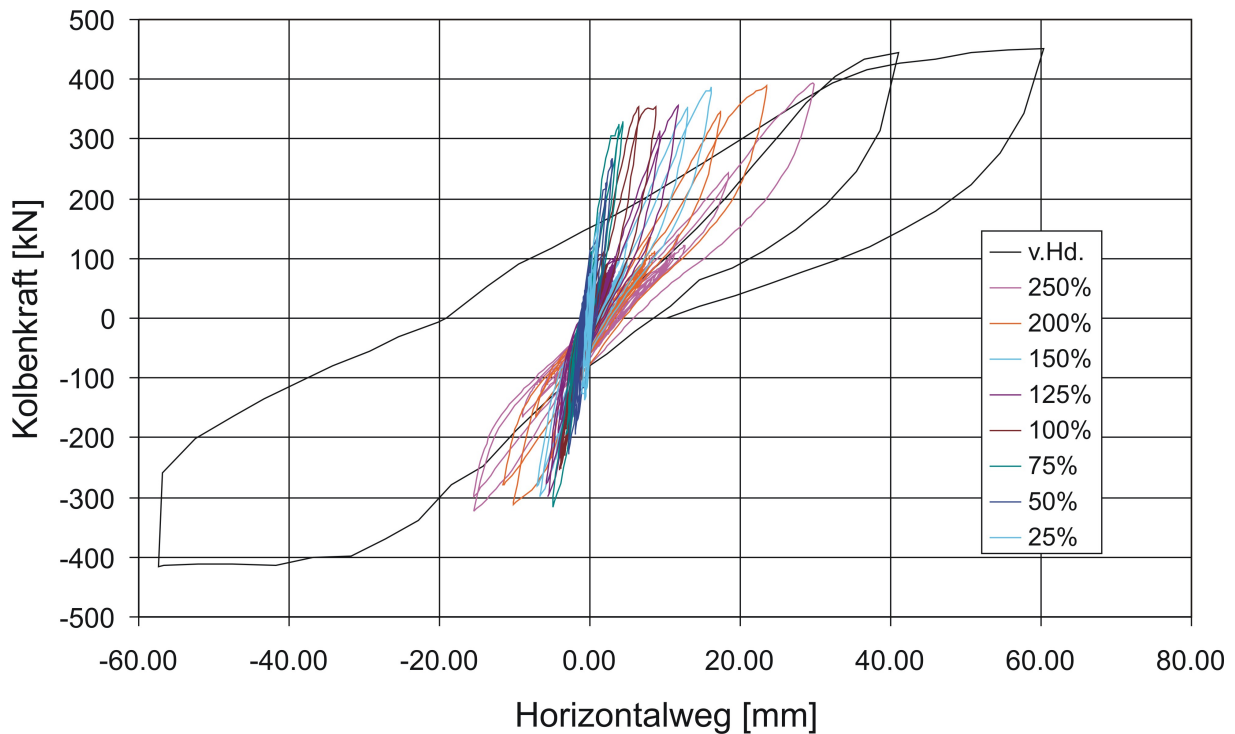


Abbildung 8.12: Last-Verformungs-Verhalten des Versuchs von Stempniewski und Wallner [145]

und beim Versuch V1 bei 284 kN. Die Ursache der deutlich höheren Festigkeit des Versuchs von Stempniewski und Wallner im Vergleich zu V1 liegt in der Normalkraftbeanspruchung auf die Stützen. Die Normalkraft führt zum Einen dazu, dass das Rissmoment M_{cr} erhöht wird und dadurch die Stützen länger im Zustand I verbleiben. Dies wiederum führt auf die höheren Festigkeiten bei anfänglichen Auslenkungen. Des Weiteren wird durch eine Normalkraftbeanspruchung das aufnehmbare Moment der Stütze erhöht, weshalb die maximale Kapazität des Versuchs von Stempniewski und Wallner gegenüber des Versuchs V1 deutlich größer ist.

Hinsichtlich der Steifigkeiten bei kleinen bis mittleren Auslenkungen sind kleine Unterschiede zwischen beiden Versuchen zu beobachten. Dabei sind die Steifigkeiten des Versuchs von Stempniewski und Wallner immer größer als die des Versuchs V1. In Abbildung 8.13 sind die Steifigkeiten der einzelnen Versuchsdurchläufe aufgetragen. Über die Abszisse wurde die Summe der positiven und negativen Auslenkung des Zyklus aufgetragen, welcher der Ermittlung der Steifigkeit zu Grunde lag. Der Grund für die etwas größeren Steifigkeiten bei mittleren Auslenkungen liegt darin, dass durch die Normalkraftbeanspruchung die Steigung der dreilinearen Momenten-Krümmungs-Beziehung zwischen (M_{cr}, κ_{cr}) und (M_y, κ_y) erhöht wird. Die Steigung zwischen Ursprung

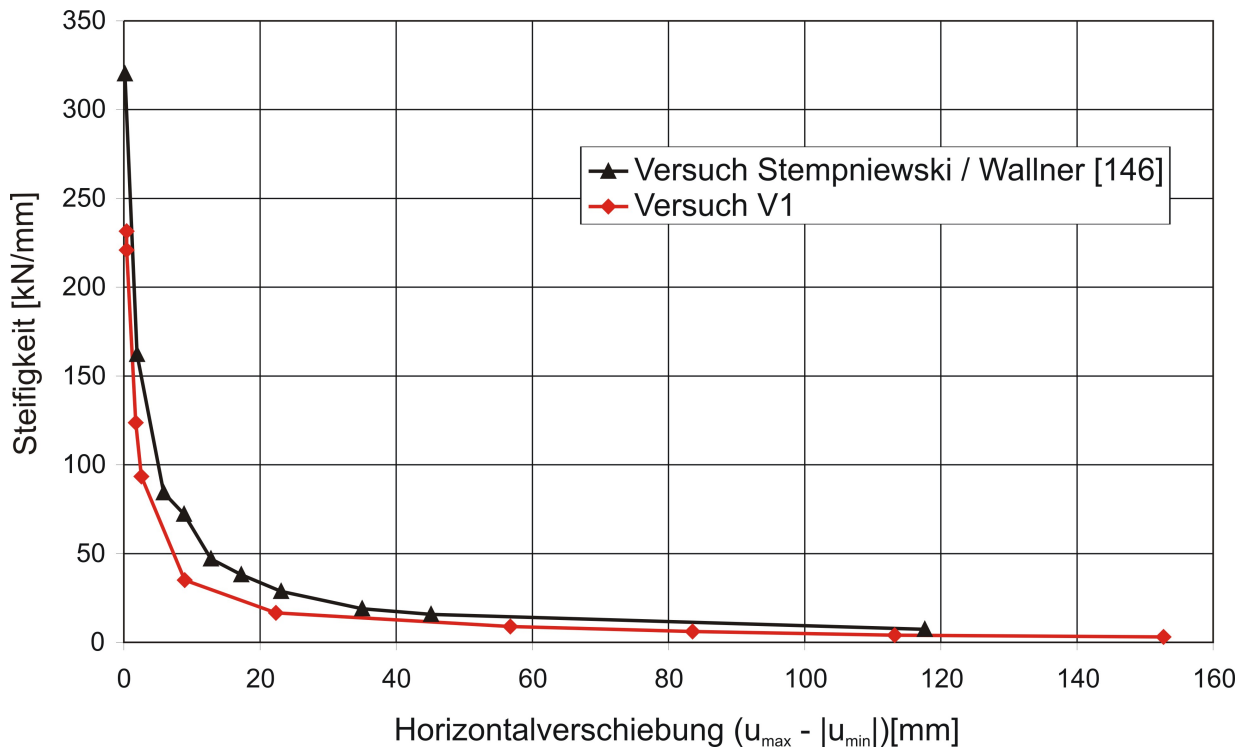


Abbildung 8.13: Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten mittleren Steifigkeiten

und (M_{cr}, κ_{cr}) bleibt unbeeinflusst von der Normalkraft. Das erhöhte Rissmoment M_{cr} und linear dazu die erhöhte Risskrümmung κ_{cr} führt allerdings dazu, dass die Struktur über eine größere Auslenkung im Zustand I bleibt. Dies ist ein Grund dafür, weshalb die Steifigkeit bei kleinen anfänglichen Auslenkungen größer ist. Eine weitere Ursache der erhöhten Steifigkeiten bei anfänglich kleinen Auslenkungen liegt darin, dass durch die Aufbringung der Vertikallasten auf die Stützen, auch das Mauerwerk eine Normalkraftbeanspruchung σ_x senkrecht zur Lagerfuge erfährt. Unter Berücksichtigung des Mohr-Coloumb-Kriteriums 8.21, kann gezeigt werden, dass infolge der Normalkraftbeanspruchung σ_x die Schubfestigkeit τ_{xy} des Mauerwerks erhöht wird.

$$\tau_{xy} = \beta_{Hs} + \sigma_x \cdot \mu \quad (8.21)$$

Dies wiederum führt zu einem späteren Eintritt der ersten Risse in den Mörtelfugen, wodurch die Anfangssteifigkeit im ungerissenen Zustand zwar gleich bleibt, der Übergang in den gerissenen Zustand II jedoch deutlich später eintritt.

In Abbildung 8.14 sind die numerischen Ergebnissen den experimentellen Ergebnissen gegenübergestellt. Wie bei den vorherigen Versuchen kann auch bei diesem Versuch eine minimale Unterbewertung der Festigkeit sowie der

Steifigkeit bei sehr kleinen Auslenkungen beobachtet werden. Trotzdem kann in diesem Bereich festgestellt werden, dass der Einfluss der Normalkraft, d.h. die deutlich erhöhte Festigkeit, numerisch sehr gut berücksichtigt werden kann. Hinsichtlich der Kurvenverläufe bei Ent- und Wiederbelastung ist eine gute Übereinstimmung festzustellen. Auch die Festigkeit bei maximaler Auslenkung kann sehr gut abgebildet werden. Lediglich die plastische Verformung bei maximaler Auslenkung in positiver Richtung wird numerisch überbewertet. Der Grund hierfür liegt in der Belastungshistorie der numerischen Berechnung. Im Vergleich zur experimentellen Durchführung erfolgt die Auslenkung der Struktur in negativer Richtung nicht in einem Zyklus direkt bis 57 mm, sondern unterteilt in zwei Zyklen erst bis 41 mm und anschließend bis 57 mm. Somit verläuft die Entlastung bzw. die Wiederbelastung, nach Erreichen der maximalen Auslenkung in positiver Richtung, infolge der hysteretischen Regeln, nicht zur Lastumkehrkoordinate bei 57 mm sondern zur Lastumkehrkoordinate bei 41 mm, was folglich zu einer höheren plastischen Verformung führt. Betrachtet man den gleichen Fall in negativer Richtung stellt man fest, dass hier die plastischen Verformungen aus Experiment und Numerik gut übereinstimmen. Folglich kann auch bezüglich der plastischen Verformungen dem numerischen Modell eine gute Genauigkeit bescheinigt werden.

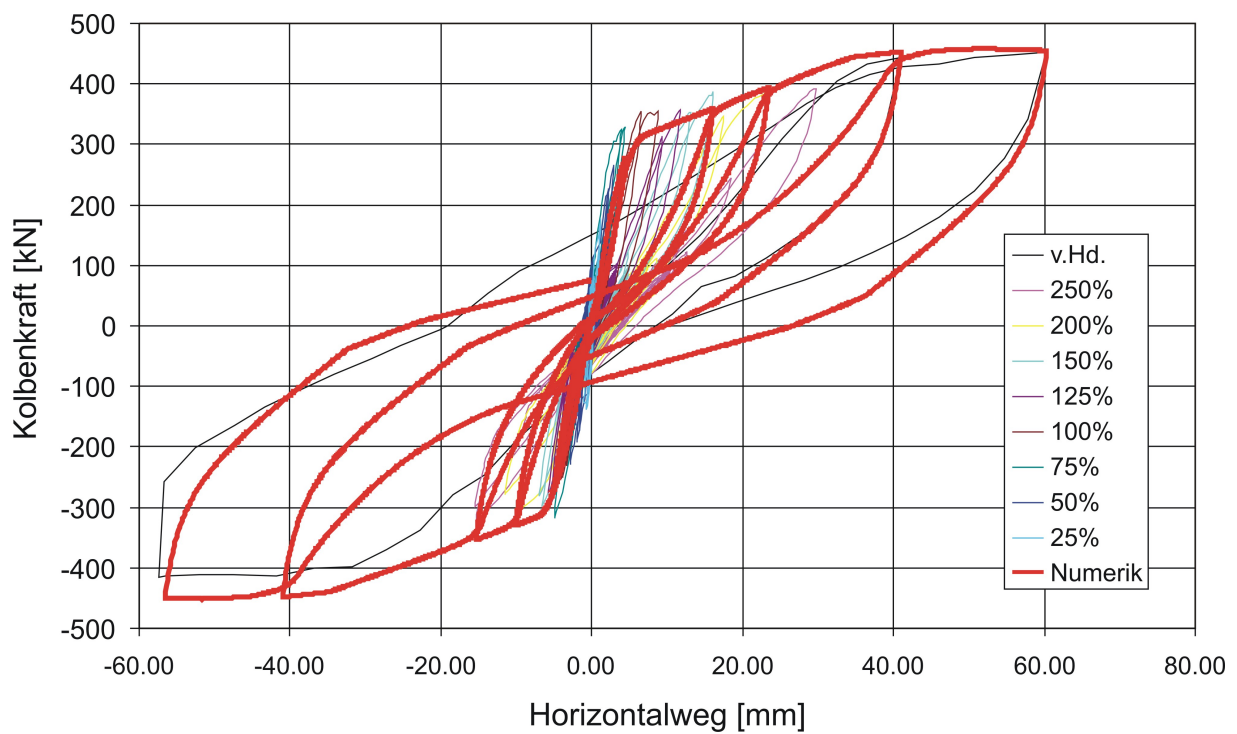


Abbildung 8.14: Überlagerung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Resultaten von Versuch Stempniewski und Wallner [146]

9 Mehrfeldrige, mehrstöckige Strukturen

9.1 Einleitung

Nachdem die programmierten Elemente für die Berechnung der nichtlinearen Antwort einzelner, zyklisch belasteter, Strukturen angewandt wurden und diesbezüglich sehr gute Ergebnisse lieferten, werden im folgenden Kapitel nun mehrfeldrige, mehrstöckige Strukturen berechnet. Im ersten Teil des folgenden Kapitels erfolgt die nichtlineare Berechnung eines dreifeldrigen, dreistöckigen skalierten Rahmens mit Mauerwerksausfachung. Durchgeführt wurde dieser Versuch von Dukuze [46], der den Testkörper durch eine über die Höhe der Struktur dreiecksförmige horizontale Last in Wandebene belastete. Im zweiten Teil wird ein siebenstöckiger, vierfeldriger Rahmen mit und ohne Mauerwerksausfachung, statisch und zyklisch gerechnet. Hier muss erwähnt werden, dass für diese Struktur keine experimentellen Ergebnisse vorliegen. Das Ziel liegt folglich nicht darin, mit den berechneten Resultaten das Tragverhalten der Struktur zu bewerten und durch konstruktive Vorschläge das Tragverhalten in Abhängigkeit von Duktilität und Tragwiderstand zu optimieren. Vielmehr soll durch die Präsentation und Durchführung unterschiedlichster Berechnungen die Tauglichkeit bzw. Anwendbarkeit der modellierten Makro-Elemente gezeigt werden.

9.2 Dreistöckige, dreifeldrige Struktur

Dukuze [46] präsentierte im Jahr 2000 eine große Testserie an einzelnen Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung. Dabei untersuchte er die Einflüsse des Seitenverhältnisses der Struktur, das Verhältnis zwischen Flächenträgheitsmoment des Riegels zu dem der Stütze sowie den Einfluss von Öffnungen in der Ausfachung. Um zu beurteilen, inwieweit diese Resultate auf mehrfeldrige, mehrstöckige Tragwerke projiziert werden können, führte er zusätzlich

zwei weitere Tests an dreistöckigen, dreifeldrigen Strukturen durch. Beide Teststrukturen wurden auf ein Drittel ihrer Größe herunterskaliert. Insofern beide Versuche sehr ähnlich waren, lediglich der Riegelquerschnitt wurde geändert, entschied man sich an dieser Stelle den ersten der beiden Versuche für die Verifikation der Makro-Elemente heranzuziehen. Das Verhältnis zwischen Flächenträgheitsmoment des Riegels zum Flächenträgheitsmoment der Stütze betrug 1. Die Stützen und die Riegel waren 900 mm hoch bzw. lang und hatten einen Querschnitt ($h \times b$) von 100 x 100 mm. In beide Tragelemente wurde eine Längsbewehrung von $2\varnothing 10$ je Seite eingelegt. Die Bügel wurden aus einem verzinkten Draht mit 9 mm Durchmesser herausgeschnitten, in die richtige Größe gebogen und im Abstand von 100 mm eingelegt. Der Fundamentbalken wurde derart stark bewehrt, dass ein frühzeitiger Schaden im Fundamentbalken, noch bevor die Teststruktur ihre maximale Kapazität erreicht, ausgeschlossen werden konnte. Sämtliche zur Verfügung stehende materielle Eigenschaften des Betons sowie des Mauerwerks können Tabelle 9.1 entnommen werden.

Tabelle 9.1: Geometrische und materielle Eigenschaften des Versuchs von Dukuze [46]

| Material | Eigenschaften | Werte |
|-----------|--------------------|--------------------------------------|
| Beton | Stützenquerschnitt | $h/b = 10/10 \text{ cm}$ |
| | Riegelquerschnitt | $h/b = 10/10 \text{ cm}$ |
| | E-Modul | $E_b = 17700,0 \text{ MN/m}^2$ |
| | Druckfestigkeit | $f_{ck} = 45,6 \text{ MN/m}^2$ |
| Mauerwerk | Mauersteinformat | 56 x 90 x 63 mm |
| | E-Modul | $E_m = 1830,0 \text{ MN/m}^2$ |
| | Druckfestigkeit | $\beta_{D,Mw} = 21,0 \text{ MN/m}^2$ |

Die Beanspruchung der Struktur erfolgte durch eine über die Höhe dreiecksförmig verteilte Last. So wurde die gesamte Schubbelastung zur Hälfte auf das Dach, zu einem Drittel auf die Decke des zweiten Stockwerks und zu einem Sechstel auf die Decke des ersten Stockwerks aufgebracht (Abbildung 9.1). Ein Ausweichen der Struktur während der Versuchsdurchführung aus ihrer Ebene heraus wurde durch seitliche Lager in Höhe des zweiten und dritten Stockwerks verhindert. Nach dem Start der Belastung wurde die Last in 10-kN Schritten erhöht bis ein merklicher Schaden in der Struktur auftrat und die Lastaufnahme deutlich reduziert wurde. Anschließend ist die Last auf Null zurück gefahren worden. Hierbei muss erwähnt werden, dass die beschriebene Versuchsprozedur nicht im ersten Versuchslauf erfolgreich durchgeführt

werden konnte. Infolge unvorhergesehener anwendungstechnischer Grenzen sowohl bei der Versuchsapparatur als auch bei dem Versuchsaufbau musste der Versuch mehrfach gestartet werden, ehe mit dem vierten Versuchslauf der geforderte Zustand einer deutlich reduzierten Lastaufnahme erreicht wurde.

Wie in den Abbildungen 9.2 bis 9.4 zu erkennen ist, betrug die maximale Kapazität der getesteten Struktur 355 kN. Der Zeitpunkt bei Erreichen der maximalen Kapazität trat bei relativ geringer horizontaler Auslenkung ein (3. Stockwerk 34 mm, 2. Stockwerk 25 mm, 1. Stockwerk 15 mm). Der weitere Last-Verformungs-Verlauf ist durch eine leichte Entfestigung gekennzeichnet. In Abbildung 9.1 ist die Teststruktur sowie das numerische Modell dargestellt.

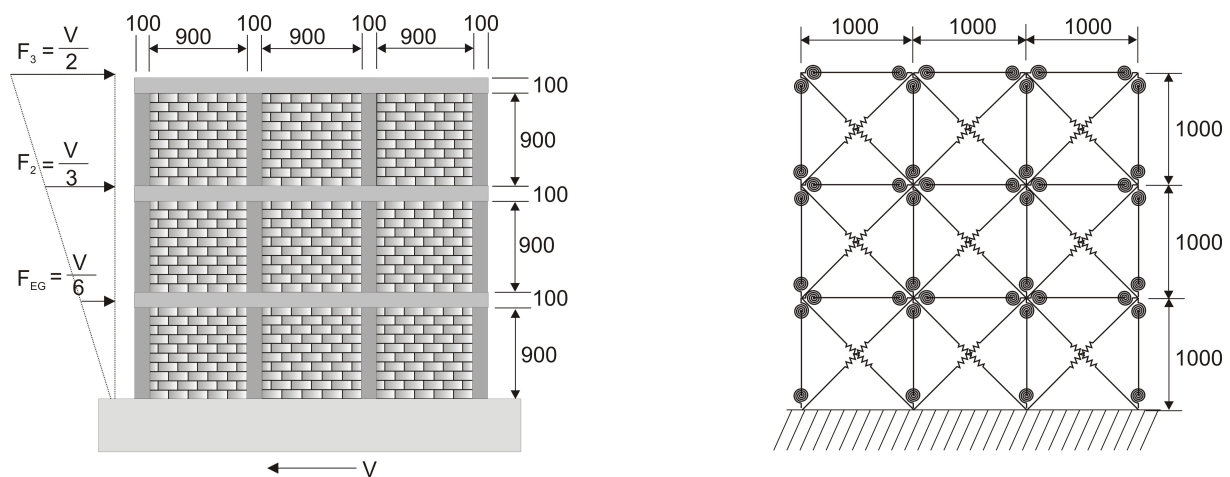


Abbildung 9.1: Teststruktur nach Dukuze [46] und numerisches Modell

Für die numerische Berechnung wurden die programmierten Makro-Elemente zur gesamten Teststruktur zusammengefasst. Die Höhe der Stützen bzw. die Länge der Riegel definierte sich über die Schnittpunkte der Bauteilmittellinien und entsprach 1000 mm. Die Auflager wurden als starre Einspannungen angenommen. Hinsichtlich der erforderlichen materiellen Eigenschaften wurden die Werte aus Tabelle 9.1 eingesetzt. Für eine vollständige Definition der Stabelemente ist zudem die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ des Betons erforderlich, zu der es in der Arbeit von Dukuze keine Angaben gibt. Es wird aus diesem Grund, in Übereinstimmung mit Heft 425 des DAfStb [77] angenommen, dass sich der erste Biegeriss nicht bei Erreichen der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$, sondern bei Erreichen der Zugfestigkeit f_{ctm} ergibt. Die DIN 1045-1 [30] gibt hierfür die Gleichung 9.1 an, womit die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit ermittelt werden kann. Den Stabelementen wurde somit eine Zugfestigkeit

f_{ctm} des Betons von $3,83 \text{ MN/m}^2$ zu Grunde gelegt.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot \left(45,6 \text{ MN/m}^2\right)^{2/3} = 3,83 \text{ MN/m}^2 \quad (9.1)$$

Mit den wenigen angegebenen Werten aus Tabelle 9.1 war es weiterhin nicht möglich, die Druckfestigkeit der äquivalenten Diagonalstrebe zu bestimmen. An dieser Stelle behalf man sich der Arbeit von Seah [136], der ebenfalls mit Hilfe der Methode der äquivalenten Diagonalstrebe versuchte, den Versuch von Dukuze [46] nachzurechnen. Anhand der Last-Verformungs-Charakteristik, die Seah der Druckdiagonalen zu Grunde legte, konnte eine fiktive Druckfestigkeit $f_{d,max}^*$ von 4.1 MN/m^2 ermittelt und als Eingangswert dem eigenen Element zugewiesen werden. An dieser Stelle muss darauf hingewiesen werden, dass es sich bei dieser fiktiven Druckfestigkeit um die maximal erreichbare Festigkeit handelt. Eine fiktive Druckfestigkeit, die den Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand definiert, kann mit den wenigen zur Verfügung stehenden Daten nicht angegeben werden. Betrachtet man allerdings die in den Abbildungen 9.2 - 9.4 dargestellten Last-Verformungs-Kurven der getesteten Struktur, ist ein linearer Anstieg der Kurve bis nahezu der maximalen Widerstandslast zu erkennen, weshalb ein Übergang vom ungerissenen in gerissenen Zustand in Form eines Knicks nicht detektiert werden kann. Die Berücksichtigung lediglich der maximalen Festigkeit ist somit durchaus gerechtfertigt.

Ein weiterer sehr bedeutender Parameter zur Definition der Druckdiagonalen ist die Strebenbreite w . Wie in den vorherigen Kapiteln gezeigt wurde, ist auch dieser Wert davon abhängig, ob die Mauerwerksausfachung ungerissen oder bereits gerissen ist. Weil aber nur eine Festigkeit für die Druckdiagonale angegeben ist, definiert diese Festigkeit nicht nur die maximale Festigkeit, sondern auch den Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand. Unter Berücksichtigung dieser Annahme sowie mit Hilfe der in Tabelle 9.1 angegebenen Mauerwerksdruckfestigkeit und der geometrischen Randbedingungen, konnte hierfür ein Wert von $w = 0,23 \text{ m}$ vor Risseintritt und $w = 0,13 \text{ m}$ nach Risseintritt ermittelt werden. Alle für die äquivalente Druckdiagonale erforderlichen Parameter können Tabelle 9.2 entnommen werden.

In den Abbildungen 9.2, 9.3 und 9.4 sind die experimentellen Ergebnisse für alle drei Stockwerke mit den numerischen Ergebnissen überlagert worden. Es zeigt sich, dass mit den numerischen Modellen eine etwas zu große Anfangssteifigkeit ermittelt wird. Dies kann jedoch auf die mehrfach wiederhol-

Tabelle 9.2: Eingangsparameter der äquivalenten Druckdiagonalen zur Verifizierung des Versuchs von Dukuze [46]

| | |
|--|------------------------------------|
| Parameter | |
| Dimensionsloser Parameter | $\lambda = 7,46 \text{ 1/m}$ |
| Druckstrebenbreite im ungerissenen Zustand | $w = 0,23 \text{ m}$ |
| Druckstrebenbreite im gerissenen Zustand | $w = 0,13 \text{ m}$ |
| Diagonalstrebedruckfestigkeit bei Risseintritt | $f_{d,ue}^* = 4,1 \text{ MN/m}^2$ |
| Maximale Diagonalstrebedruckfestigkeit | $f_{d,max}^* = 4,1 \text{ MN/m}^2$ |
| Dehnung bei $f_{d,max}^*$ | $\epsilon_c = 1,7 \text{ ‰}$ |
| E-Modul der äquivalenten Diagonalstrebe | $E_{m0} = 4100 \text{ MN/m}^2$ |
| empirische Parameter | |
| | $\gamma_{ent} = 2,5$ |
| | $\gamma_{pl} = 0,5$ |
| | $\alpha_{end} = 0,35$ |
| | $\alpha_d = 0,6$ |

ten Belastungen zur Einrichtung der Versuchsmethodik zurückgeführt werden. In manchen Wänden waren Risse aufgetreten, ehe der eigentliche Versuch durchgeführt wurde. Die maximale Kapazität kann hingegen sehr gut abgebildet werden. Bei den numerischen Ergebnissen bricht die Rechnung schon bei deutlich geringeren Horizontalverformungen ab, als dies beim Experiment zu beobachten ist. Dies liegt darin, dass zum Zeitpunkt des Abbruchs die Gesamtsteifigkeitsmatrix der Struktur aus Rahmenbauteilen und Druckdiagonalen infolge der angenommenen Last-Verformungs-Beziehungen negativ wird und somit keine weitere Laststeigerung mehr möglich ist. Betrachtet man die experimentellen Resultate ist ebenfalls eine leichte aber deutliche Festigkeitsabnahme im Bereich dieser Verschiebungen zu beobachten. Es muss hier erwähnt werden, dass Dukuze [46] keine Aussage darüber liefert, wie der Versuch nach Erreichen der maximalen Last fortgeführt wurde, insofern eine kraftgesteuerte Durchführung danach nicht mehr möglich ist. In diesem Zusammenhang wird davon ausgegangen, dass nach Überschreiten der maximalen Last der kraftgesteuerte Versuch auf weggesteuert umgestellt wurde. Insofern die vorangegangene Verifizierung lediglich bis zum Erreichen der maximalen Festigkeit geführt wird und somit die Versuchsdurchführung nach Überschreitung keinen Einfluss auf das Ergebnis hat, kann von einer sehr guten Übereinstimmung zwischen numerischen und experimentellen Ergebnissen gesprochen werden.

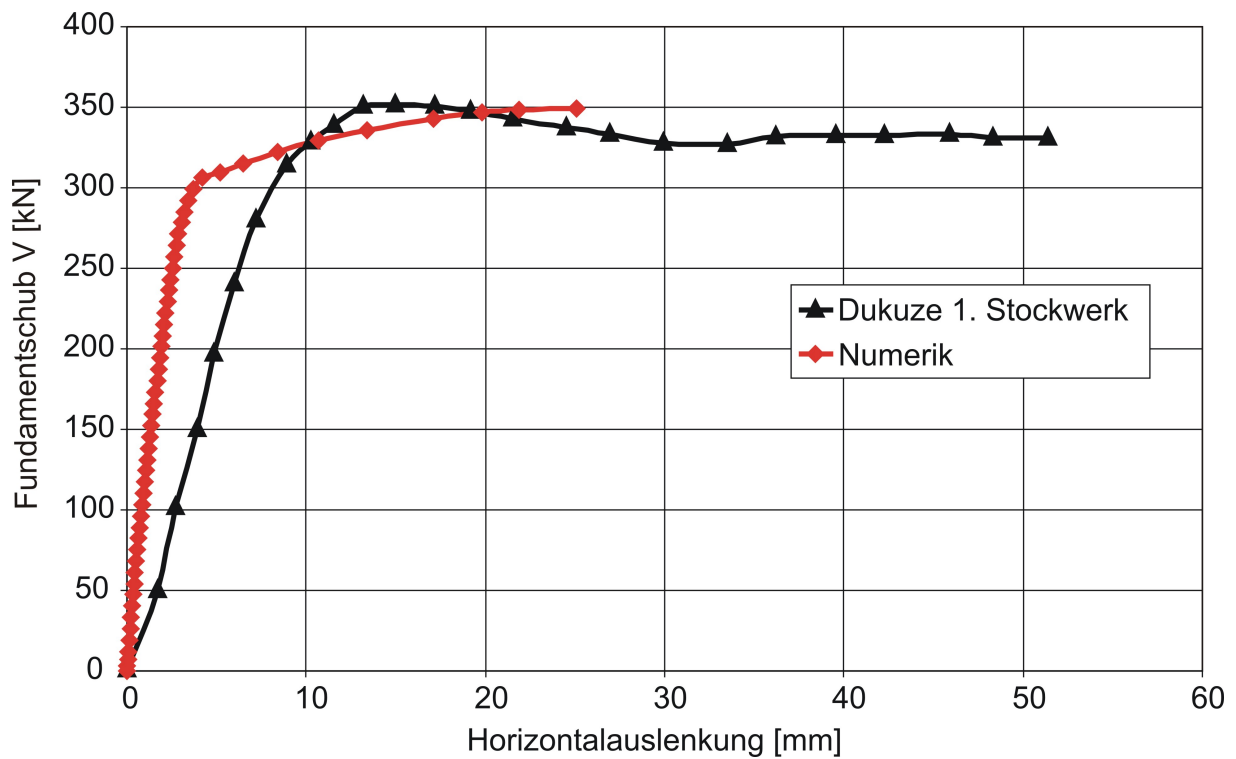


Abbildung 9.2: Experimentell (Dukuze [46]) und numerisch ermittelte Last-Verformungs-Kurve des ersten Stockwerks

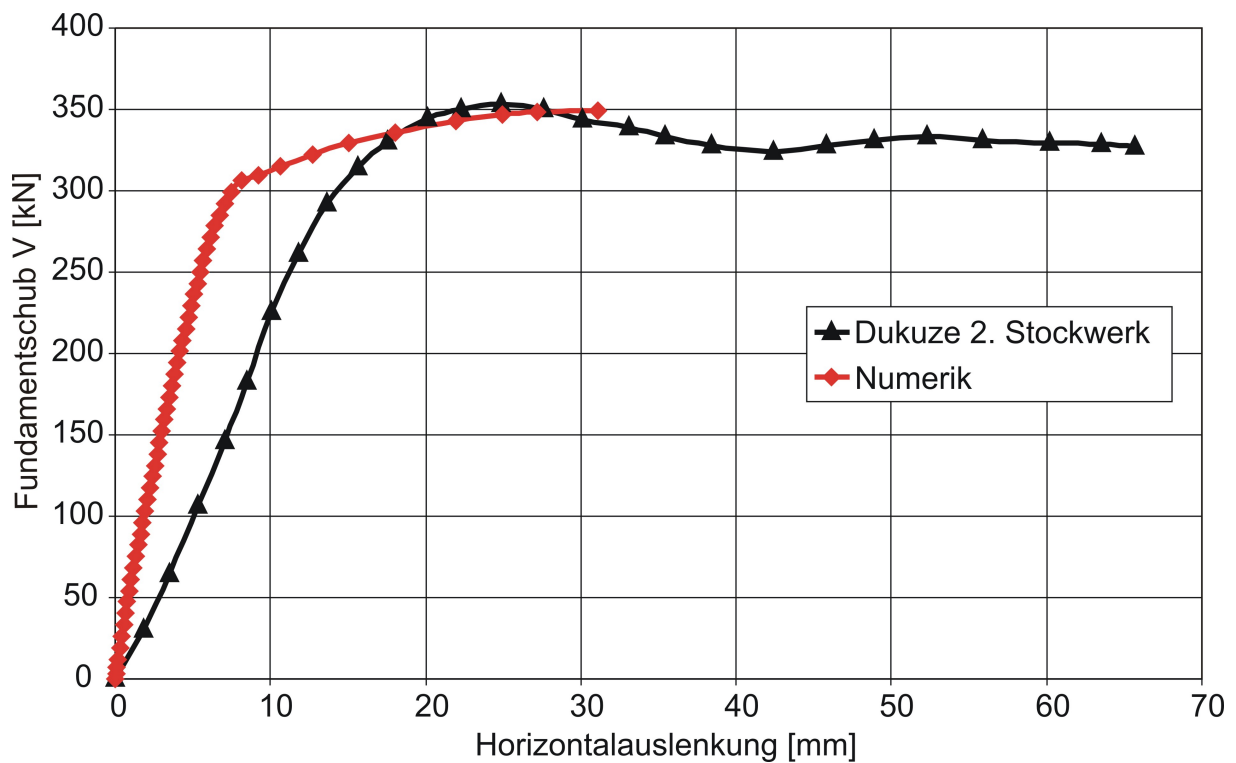


Abbildung 9.3: Experimentell (Dukuze [46]) und numerisch ermittelte Last-Verformungs-Kurve des zweiten Stockwerks

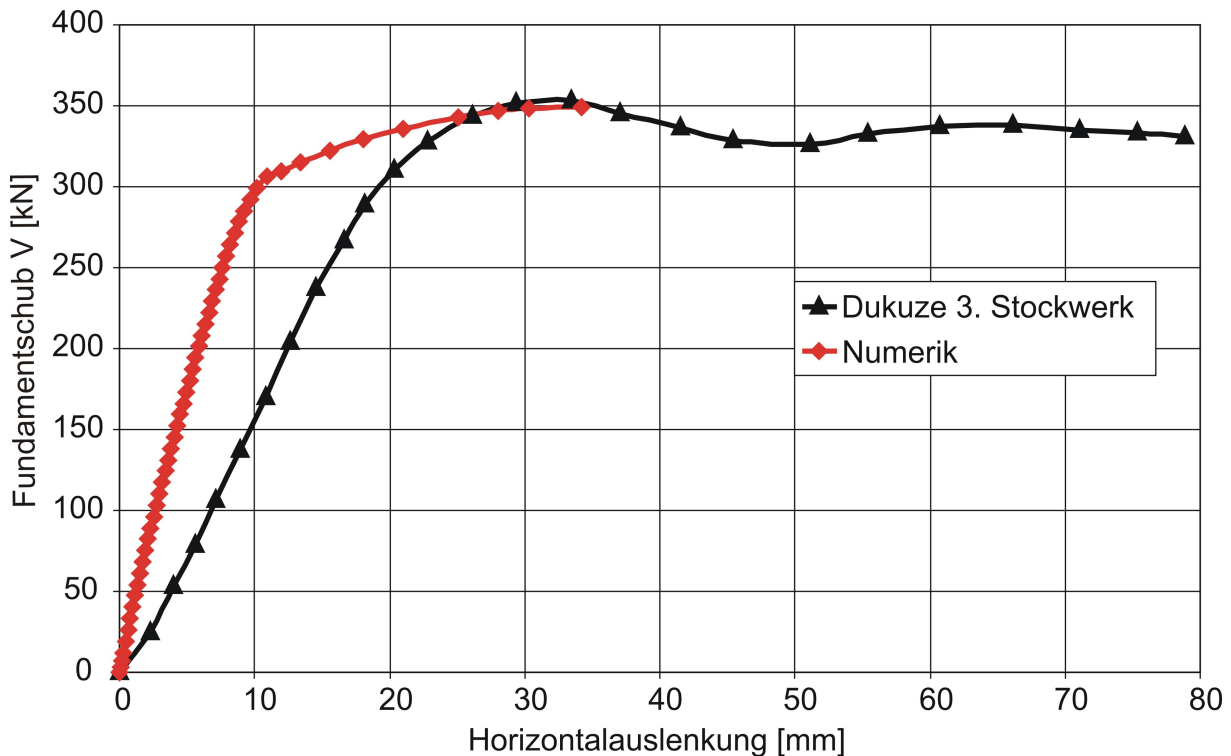


Abbildung 9.4: Experimentell (Dukuze [46]) und numerisch ermittelte Last-Verformungs-Kurve des dritten Stockwerks

9.3 Siebenstöckige, vierfeldrige Struktur

Das Ziel des folgenden Abschnitts liegt darin, die Vielfältigkeit der Makro-Elemente in seinen Verwendungsmöglichkeiten darzulegen und bereits an dieser Stelle einen kleinen Ausblick auf mögliche Anwendungsbereiche zu geben. Es geht somit nicht darum, mit den numerischen Ergebnissen das Tragverhalten der Struktur zu bewerten. Auch die Wahl der geometrischen und materiellen Eigenschaften der modellierten Struktur wurde aus rein akademischer Sicht gewählt und repräsentiert keine aktuelle reelle Struktur.

Es werden im Folgenden sowohl monotone als auch zyklische Berechnungen präsentiert, wobei die Belastung entweder infolge einer Horizontallast oder einer Horizontalauslenkung aufgebracht wurde. Wahlweise wurde das numerische Modell mit und ohne Mauerwerksausfachung berechnet oder als Kombination ausgefachter und unausgefachter Rahmen.

9.3.1 Geometrische und materielle Beschreibung der Struktur

Wie bereits Eingangs des Kapitels erwähnt wurde, wird in den folgenden Abschnitten unter anderem das Ziel verfolgt, einen ersten Ausblick auf mögliche Anwendungsbereiche der Makro-Elemente zu geben. Ein solcher möglicher Anwendungsbereich erschließt sich u.a. durch die immer aktueller werdende Thematik der Erdbebenbemessung bzw. -sicherung von Bauwerken, insbesondere nach Einführung der neuen Erdbebennorm DIN 4149:2005-04 vom April 2004 [38]. In Abhängigkeit der Regelmäßigkeit von Grund- und Aufriss erlaubt die DIN 4149:2005-04 den Nachweis der Erdbebensicherheit eines Bauwerks entweder an einer ebenen Gebäudescheibe oder an einem räumlichen Modell. Da die programmierten Makro-Elemente lediglich auf zweidimensionale Strukturen anwendbar sind, wurde an dieser Stelle eine im Grund- und Aufriss regelmäßige Struktur angenommen, wodurch die Berechnung an einer zweidimensionalen Gebäudescheibe möglich ist.

Es wird im Folgenden eine siebenstöckige, vierfeldrige Struktur zu Grunde gelegt, anhand derer alle im weiteren Verlauf präsentierten Berechnungen durchgeführt wurden. Die Stockwerkshöhe sowie die Feldbreite betrug 2,8 m. Die Stützen hatten über die gesamte Gebäudehöhe einen Querschnitt ($h \times b$) von 40 x 40 cm. Der Querschnitt der Riegel wurde, ebenfalls über die gesamte Höhe, mit ($h \times b$) 40 x 40 cm angesetzt. Die Höhe der Decken wurde mit 12 cm angenommen, wobei die Decken lediglich bei der Ermittlung der Stockwerksmasse berücksichtigt wurden. Dadurch ergab sich eine Höhe und Breite für die Mauerwerksausfachung von 2,4 x 2,4 m. Die Längsbewehrung sowohl in den Stützen als auch in den Riegeln betrug je Seite $4\varnothing 25$. Es wurde ein Beton C20/25 und ein Bewehrungsstahl BSt 500 angenommen. Bei der Wahl des Mauerwerks wurde wie bei den eigenen Versuchen ein KS-Vollstein 3DF angesetzt. Allerdings wurden hier nicht die Eigenschaftswerte übernommen, wie sie durch die Materialtests in Kapitel 7.1.4 ermittelt wurden, sondern es kamen die Werte zur Anwendung, wie sie in Normen oder in Fachliteraturen zu finden sind. Als Mörtel wurde ein Normalmörtel der Gruppe II zu Grunde gelegt. In Tabelle 9.3 sind alle Eigenschaftswerte der verwendeten Materialien zusammengefasst dargestellt.

Für die Definition der Stabelemente sind in der Tabelle 9.3 alle notwendigen Angaben bereits angeführt. Dies ist für die Diagonalstrebe noch nicht der Fall, insofern die Definition der Diagonalstrebe auf Parameter beruht, die nicht direkt

aus der Normenliteratur entnommen werden können. So bedarf es zum Beispiel der Breite w der Druckdiagonalen, die vom dimensionslosen Parameter λ und somit vom E-Modul des Mauerwerks abhängt (vgl. Kapitel 8). Auch die fiktive Druckfestigkeit f_d^* der Diagonalstrebe kann nicht direkt aus Angaben von Normtexten bezogen werden. Ihre Berechnung ist dabei u.a. von der Zugfestigkeit des Mauersteins abhängig. Wie in Kapitel 8 bereits ausgiebig dargelegt wurde, können der E-Modul des Mauerwerks als auch die Zugfestigkeit des Mauersteins Werte annehmen, die einem großen Streubereich unterlegen sind. Bei der Verifizierung der eigenen Versuche wurden deshalb Annahmen getroffen, die der Ermittlung dieser Werte zu Grunde gelegt wurden. Diese Annahmen wurden auch an dieser Stelle angewandt, wodurch sich die in Tabelle 9.4 angegebenen Werte für die Diagonalstreben ergaben. Bei der Wahl der empirischen Parameter wurden die Werte angesetzt, wie sie bei der Verifizierung der eigenen Versuche verwendet worden sind, weshalb diese in Tabelle 9.4 nicht mehr angeführt sind.

Tabelle 9.3: Eigenschaften der zu Grunde gelegten Materialien

| Material | Eigenschaften | Werte |
|------------|---|---|
| Beton | Druckfestigkeit Zugfestigkeit E-Modul | $f_{cm} = 28 \text{ MN/m}^2$ $f_{ctm} = 2,2 \text{ MN/m}^2$ $E = 28800 \text{ MN/m}^2$ |
| Mauerstein | Steinart Steinformat Steinfestigkeitsklasse Mindestdruckfestigkeit (Schneider [128]) Rohdichte Stein Steinzugfestigkeit | KS-Vollstein 3 DF (240 x 175 x 113 mm) 12 $\beta_N = 15 \text{ MN/m}^2$ $1,8 \text{ 1/dm}^3$ $\beta_{Z,St} = 0,825 \text{ MN/m}^2$ |
| Mörtel | Mörtelgruppe Druckfestigkeit Haftscherfestigkeit Reibungsbeiwert | Normalmörtel II $\beta_{D,Moe} = 2,5 \text{ MN/m}^2$ $\beta_{Hs} = 0,1 \text{ MN/m}^2$ $\mu = 0,6$ |

Tabelle 9.4: Eingangsparameter der äquivalenten Druckdiagonalen zur Berechnung der siebenstöckigen, vierfeldrigen Struktur

| Parameter | |
|--|--|
| Reduzierte Haftscherfestigkeit | $\beta_{H_s}^* = 0,064 \text{ MN/m}^2$ |
| Reduzierter Haftreibungsbeiwert | $\mu^* = 0,42$ |
| Dimensionsloser Parameter | $\lambda = 0,983 \text{ 1/m}$ |
| Druckstrebenbreite im ungerissenen Zustand | $w = 1,41 \text{ m}$ |
| Druckstrebenbreite im gerissenen Zustand | $w = 1,05 \text{ m}$ |
| Diagonalstrebedruckfestigkeit bei Risseintritt | $f_{d,ue}^* = 0,226 \text{ MN/m}^2$ |
| Maximale Diagonalstrebedruckfestigkeit | $f_{d,max}^* = 0,805 \text{ MN/m}^2$ |
| Dehnung bei $f_{d,max}^*$ | $\epsilon_c = 2^0/_{00}$ |
| Druckfestigkeit Mauerwerk (Gleichung 8.4) | $\beta_{D,Mw} = 6,29 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul Mauerwerk | $E_m = 3147,34 \text{ MN/m}^2$ |
| E-Modul der äquivalenten Diagonalstrebe | $E_{m0} = 1610 \text{ MN/m}^2$ |

9.3.2 Nichtlineare Berechnung unter Ansatz einer horizontalen Last

Infolge der Regelmäßigkeit im Grund- und Aufriss der zu Grunde gelegten Struktur kann nach DIN 4149:2005-04 [38] der Nachweis der Erdbebensicherheit unter Ansatz des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens erfolgen. Bei diesem Verfahren wird die Erdbebenlast als Ersatzlast horizontal an den einzelnen Stockwerken verteilt aufgebracht. Weil hierbei lediglich die erste Eigenform maßgebend ist, erfolgt die Lastverteilung über die Gebäudehöhe entweder entsprechend der Auslenkungsfigur der ersten Eigenform oder vereinfacht dreiecksförmig. Bei der folgenden Berechnung wurde eine über die Gebäudehöhe dreiecksförmige Horizontalbelastung aufgebracht. Das Gebäude wurde dabei als Rahmenkonstruktion mit Mauerwerksausfachung betrachtet. Abbildung 9.5 zeigt sowohl die angenommene Struktur mit der angesetzten Belastung als auch das numerische Modell.

In Abbildung 9.6 ist das Ergebnis der numerischen Berechnung dargestellt. Bis zu einer Horizontalauslenkung von etwa 4 cm verhält sich die Struktur nahezu linear elastisch. Anschließend kann ein deutlich nichtlineares Verhalten beobachtet werden, ehe die Berechnung bei einer Auslenkung von ca. 21 cm abgebrochen wird. Der Grund des Abbruchs liegt darin, dass die Gesamtsteifigkeitsmatrix aus Stabelementen und Druckdiagonalen negativ wird und somit keine weitere Laststeigerung mehr aufgenommen werden kann. Die maximale

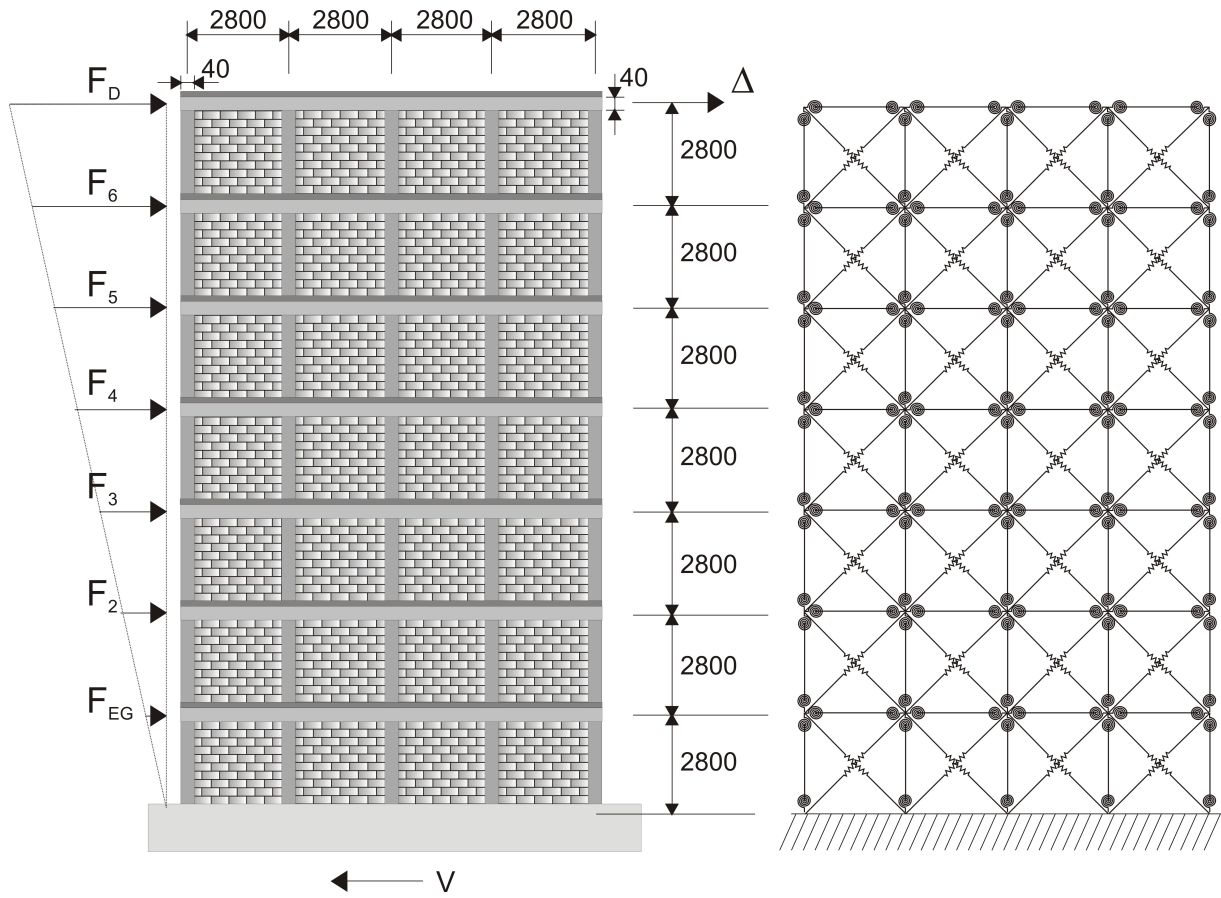


Abbildung 9.5: Belastung und Ansicht des siebenstöckigen, vierfeldrigen Tragwerks sowie die numerische Abbildung

Kapazität der Struktur beträgt 2,6 MN.

Es wurde anschließend eine zyklische Berechnung durchgeführt, wobei insgesamt fünf Zyklen bis zu einer maximalen Horizontalauslenkung von 21 cm durchfahren wurden. In Abbildung 9.7 ist das Ergebnis dieser Berechnung zu sehen. Es zeigt sich, dass die bleibenden plastischen Verformungen sehr klein sind. Der Grund hierfür liegt insbesondere darin, dass die Struktur aus verhältnismäßig festen Rahmenbauteilen mit im Vergleich eher niederfestem Mauerwerk besteht. Das führt dazu, dass bei einer Horizontalauslenkung der Struktur von 21 cm das Mauerwerk bereits deutlich beschädigt ist und somit die Gesamtsteifigkeitsmatrix negativ wird, die Rahmenbauteile jedoch kaum Schäden davon getragen haben. Dieser Fakt zeigt sich bei der Betrachtung der maximalen Stockwerksverschiebung, die im Erdgeschoss des siebenstöckigen Gebäudes eintritt und einen sehr kleinen Wert von 5,9 cm annimmt. Diese maximale Stockwerksverschiebung führt zu einer maximalen Gelenkrotation in der äußeren Stütze zu $\theta = 4,97 \cdot 10^{-3}$ 1/rad, womit die Fließrotation von

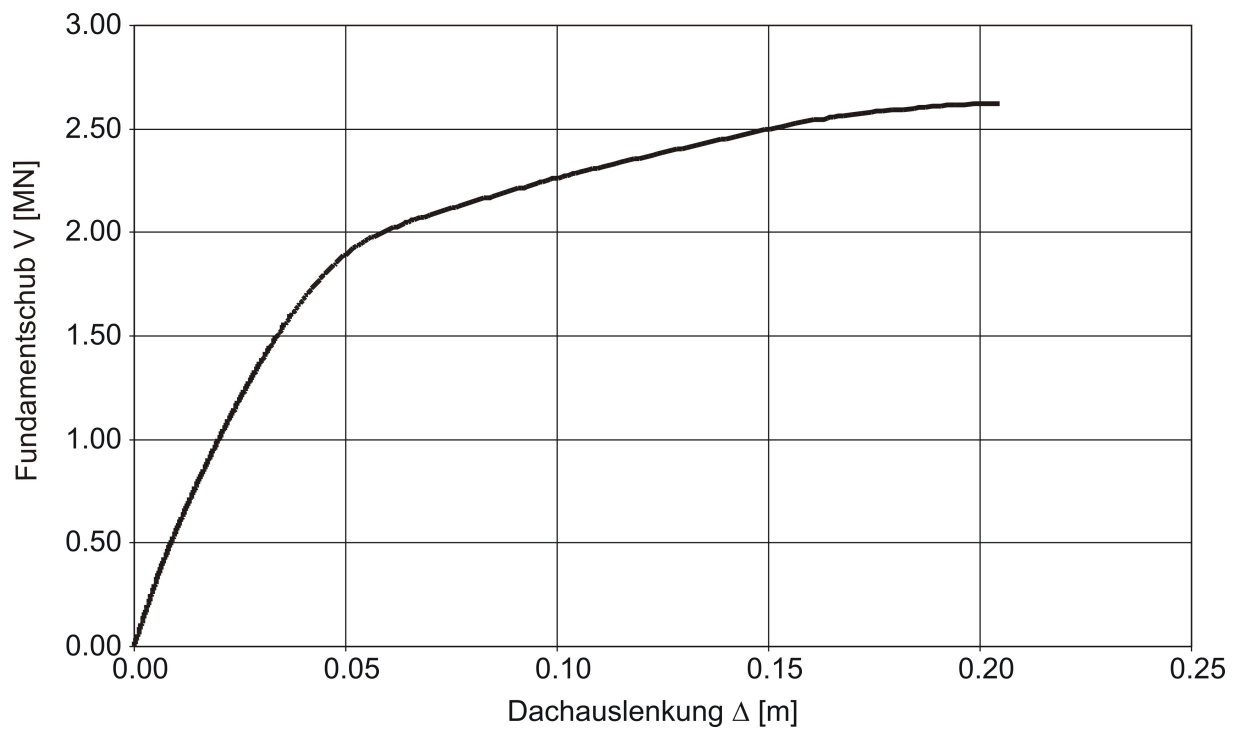


Abbildung 9.6: Monotone Belastung der Struktur unter Ansatz einer dreiecksförmigen Horizontallast über die Gebäudehöhe

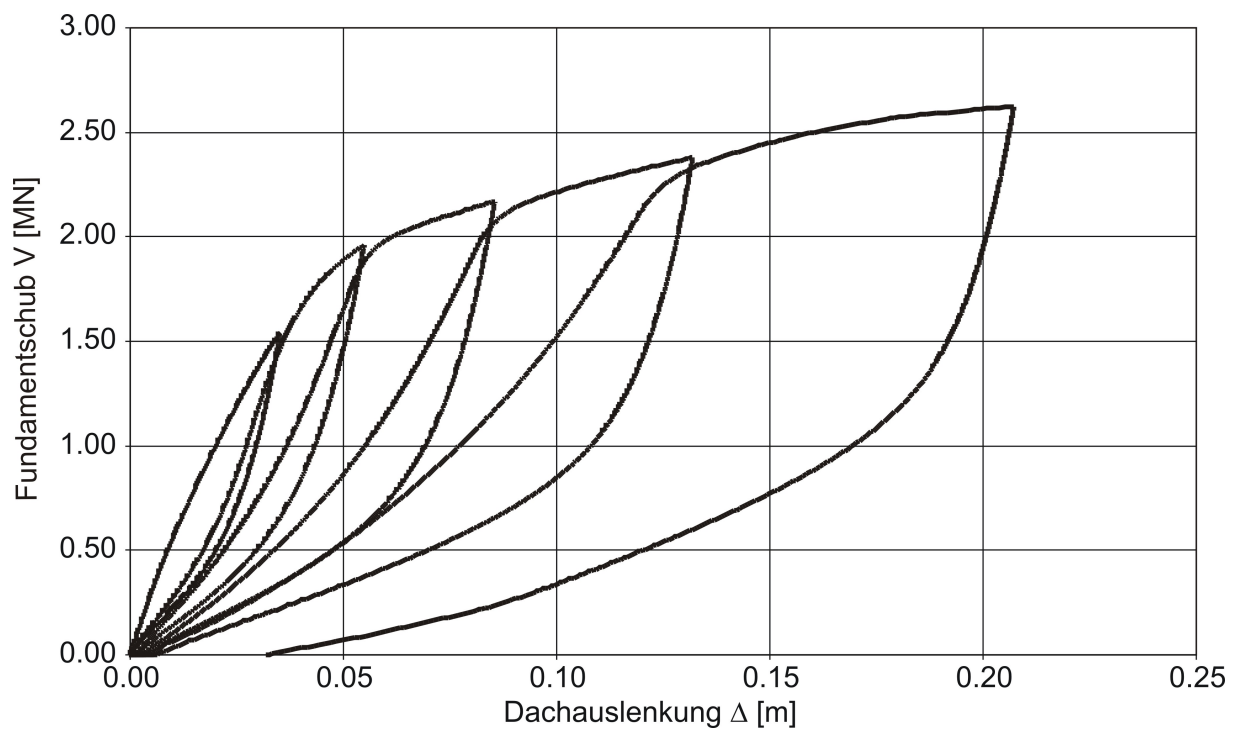


Abbildung 9.7: Zyklische Belastung der Struktur unter Ansatz einer dreiecksförmigen Horizontallast über die Gebäudehöhe

$\theta_y = 8,13 \cdot 10^{-3}$ 1/rad noch nicht überschritten wurde. Weil infolgedessen im gesamten Gebäude noch keine Fließgelenke aufgetreten sind und somit die Entlastungssteifigkeit der Rahmenbauteile sehr klein ist, entstehen folglich kleine plastische Verformungen.

Auch durch die nächste Berechnung wird diese Erklärung bekräftigt. In Abbildung 9.8 ist sowohl die siebenstöckige, vierfeldrige reine Stahlbetonrahmenstruktur mit der angesetzten Belastung als auch das numerische Modell zu sehen. Sämtliche geometrische und materielle Eigenschaften wurden unverändert beibehalten, wodurch ein Vergleich zwischen den bereits präsentierten Ergebnissen und dem folgenden Ergebnis geführt werden kann.

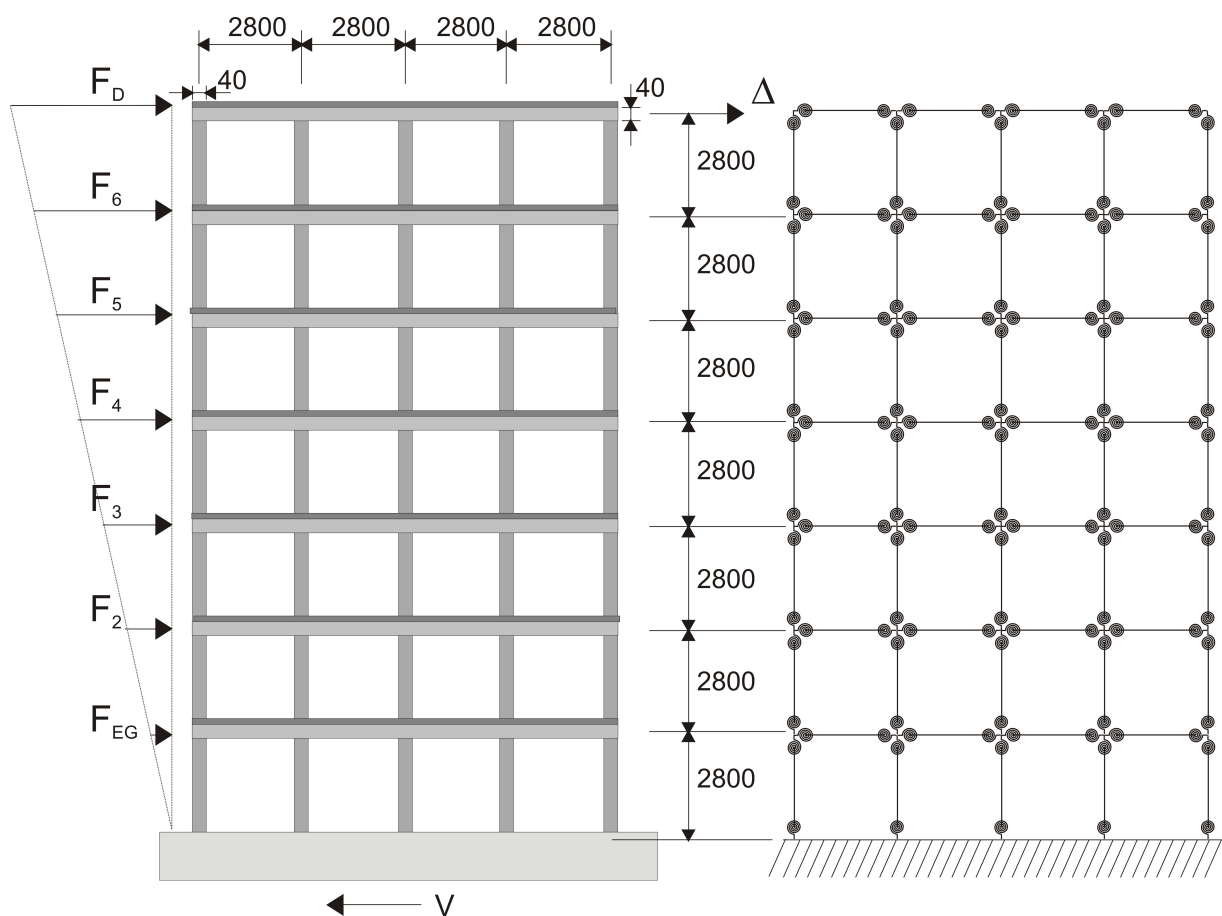


Abbildung 9.8: Stahlbetonrahmenkonstruktion mit horizontaler Belastung (links) und numerisches Modell (rechts)

Abbildung 9.9 stellt das Last-Verformungs-Verhalten dieser Struktur mittels der über die Gebäudehöhe dreiecksförmig verteilten Last dar. Es zeigt sich eine deutlich ausgeprägte dreilineare Last-Verformungs-Kurve, was darauf

zurück zu führen ist, dass die Schäden in den Rahmenstützen bzw. in den Rahmenriegeln nahezu gleichzeitig eintreten.

Nimmt man nun Bezug auf die Last-Verformungs-Kurve in der Abbildung 9.9, erkennt man deutlich, dass zum Zeitpunkt des Rechenabbruches bei 21 cm, bei der reinen Rahmenstruktur in den Gelenken noch kein Fließen der Bewehrung eingetreten ist. Entsprechend der definierten hysteretischen Regeln im Kapitel 5.3, bei der die Entlastung entsprechend dieses Schadenszustandes in Richtung des Rissmomentes des gegenüberliegenden Quadranten verläuft, resultieren hieraus die relativ kleinen plastischen Dehnungen in Abbildung 9.7.

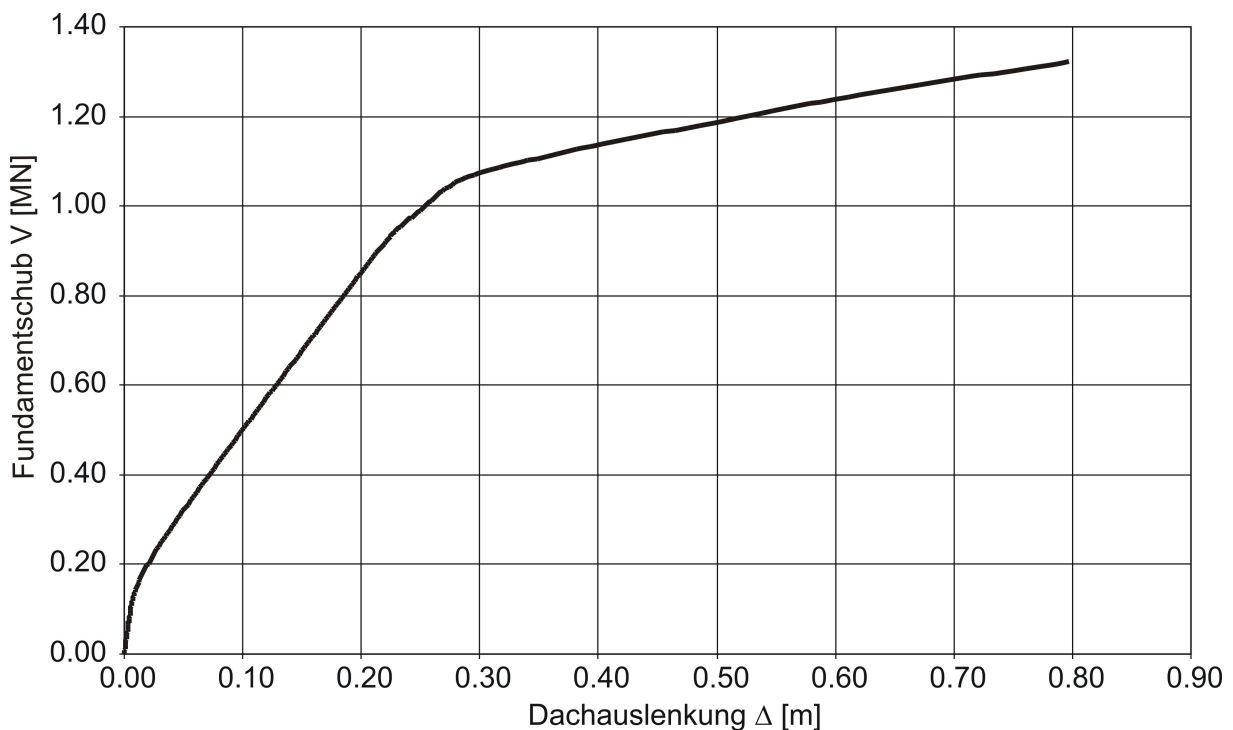


Abbildung 9.9: Monotone Belastung der Struktur unter Ansatz einer dreiecksförmigen Horizontallast über die Gebäudehöhe

9.3.3 Nichtlineare Berechnung unter Ansatz einer horizontalen Auslenkung

Bei den folgenden Berechnungen wurde nun keine Last sondern eine horizontale Verschiebung aufgebracht, womit auch der Entfestigungsbereich abgebildet werden kann. Weil, wie bereits oben erwähnt, die Verformungsfigur der ersten Eigenform als dreiecksförmig approximiert werden kann, wurde deshalb auf die Struktur eine dreiecksförmige Verschiebung aufgegeben. Bei den ersten

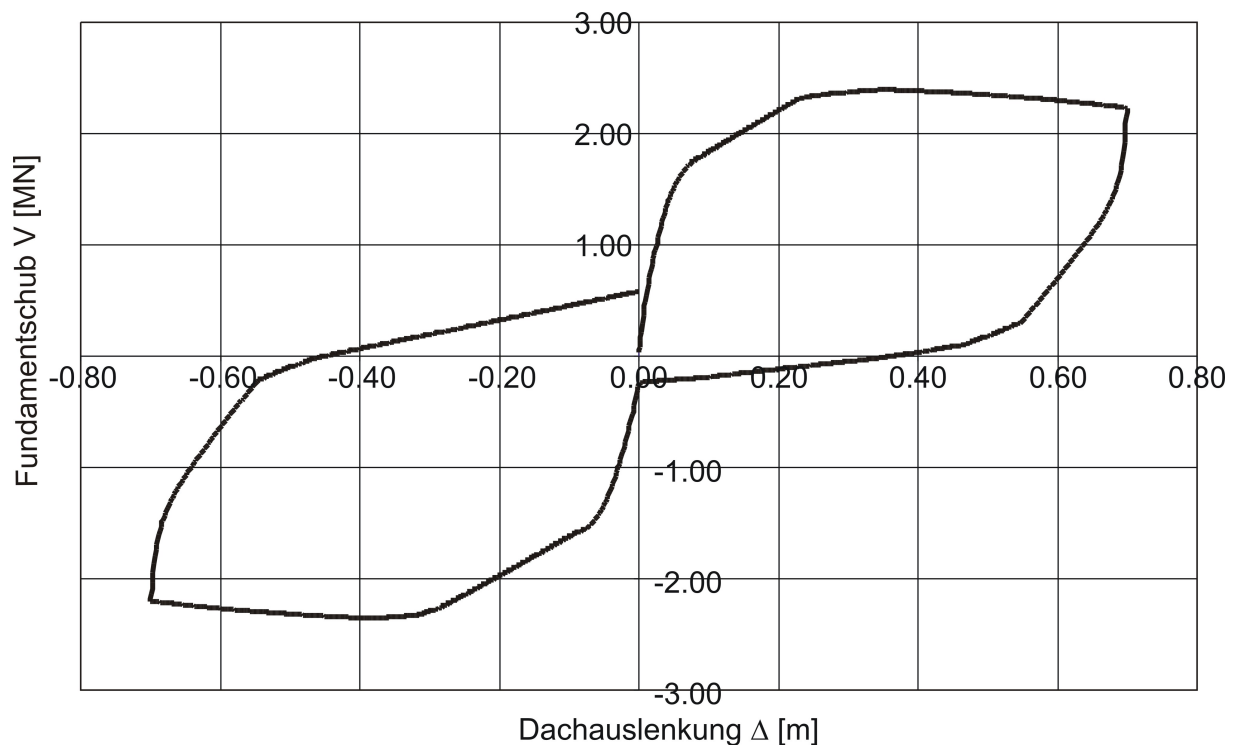


Abbildung 9.10: Ein zyklischer Belastungsverlauf der Struktur unter Ansatz einer dreiecksförmigen Horizontalauslenkung über die Gebäudehöhe

beiden Berechnungen lag die mauerwerksausgefachte Struktur aus Abbildung 9.5 zu Grunde. Zuerst wurde ein einzelner kompletter Zyklus in positiver und negativer Richtung durchfahren (Abbildung 9.10). Daran anschließend wurde der komplette Zyklus in vier Zyklen je Richtung aufgeteilt (Abbildung 9.11). Wie in beiden Abbildungen zu erkennen ist beträgt die maximale Kapazität etwa 2,4 MN. Dieser Wert ist etwas kleiner als bei der Berechnung unter Ansatz einer horizontalen Last (Abbildung 9.7). Die Ursache hierfür liegt darin, dass bei einer horizontalen Belastung die Verformungsfigur des Gebäudes nicht ideal dreiecksförmig ist, wodurch die Struktur lokal unterschiedlich belastet wird. Dies führt dazu, dass die Schäden in den Tragelementen des Bauwerks zu unterschiedlichen Zeitpunkten eintreten. Bei der dreiecksförmigen Verschiebung hingegen erfolgt der Übergang von einem Schadenszustand in den anderen in allen Stockwerken zum gleichen Zeitpunkt. Dies führt zu einer schnelleren Reduktion der globalen Steifigkeit des Bauwerks und somit zu einer etwas kleineren Kapazität bzw. Widerstandskraft.

Bei Betrachtung der beiden Diagrammen 9.10 und 9.11 ist eine deutliche Entfestigung nach einer Auslenkung von etwa 35 cm zu erkennen. Des Wei-

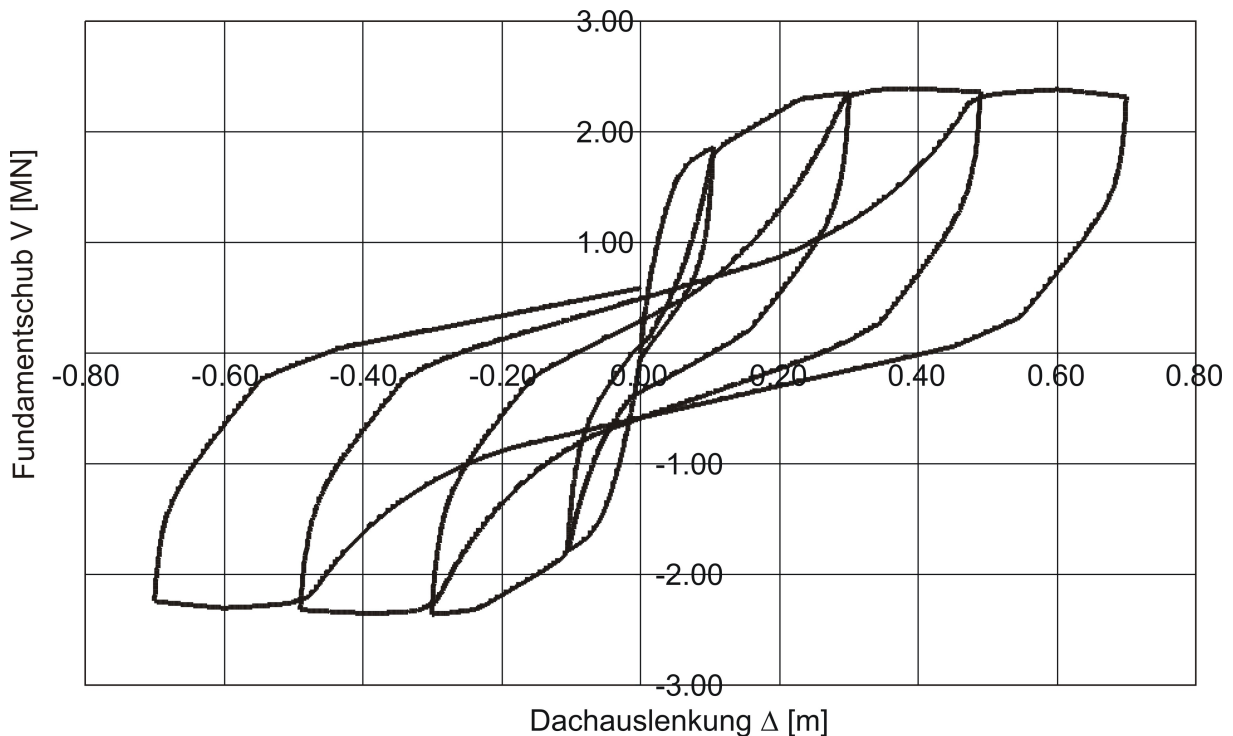


Abbildung 9.11: Zyklische Belastung der Struktur unter Ansatz einer dreiecksförmigen Horizontalauslenkung über die Gebäudehöhe

teren sind die bleibenden plastischen Verformungen deutlich größer als bei den Berechnungen in Kapitel 9.3.2, was darauf zurück zu führen ist, dass infolge der großen Auslenkungen nun auch die Rahmenelemente deutliche Schäden erlitten haben. Die Unterschiede bei den Werten der plastischen Verformung trotz gleicher Horizontalauslenkung in beide Richtungen kommen zustande, weil die Wiederbelastung immer zur maximal erreichten Verformung des gegenüberliegenden Quadranten verläuft. Insofern die Berechnung in positive Richtung gestartet wurde, ist folglich die maßgebende maximal erreichte Verformung in negative Richtung immer kleiner. Somit ist die Steigung der Wiederbelastung in negative Richtung immer kleiner als in positive Richtung, wodurch die Unterschiede bei den plastischen Verformungen erklärt werden können. Es kann zudem festgestellt werden, dass ein deutlich ausgeprägter Pinching-Effekt eintritt, was eine Folge der vernachlässigten Zugfestigkeit der Druckdiagonalen ist. Infolge der vernachlässigten Zugfestigkeit der Diagonalstreben gibt es einen Wertebereich für die Dachauslenkung, bei dem die eine Druckdiagonale bereits komplett entlastet ist, die andere Druckdiagonale allerdings noch nicht belastet wird. Dieser Bereich definiert sich über den Abstand der plastischen Dehnungen ε_{pl} der beiden Druckdiagonalen. Der Verlauf der Last-Verformungs-Kurve in diesem Bereich wird dann lediglich über

die Stabelemente definiert. Unter der Annahme unveränderter materieller und geometrischer Eigenschaften der Stabelemente ist der Pinching-Effekt umso ausgeprägter, je fester das Mauerwerk ist, insofern mit höherer Festigkeit des Mauerwerks die Kapazität der gesamten Struktur ansteigt.

In einer letzten Berechnung wurde der Gebäudestruktur die Mauerwerksausfachungen in den beiden äußeren Feldern entfernt, wodurch man ein deutlich weiches System erhält (Abbildung 9.12).

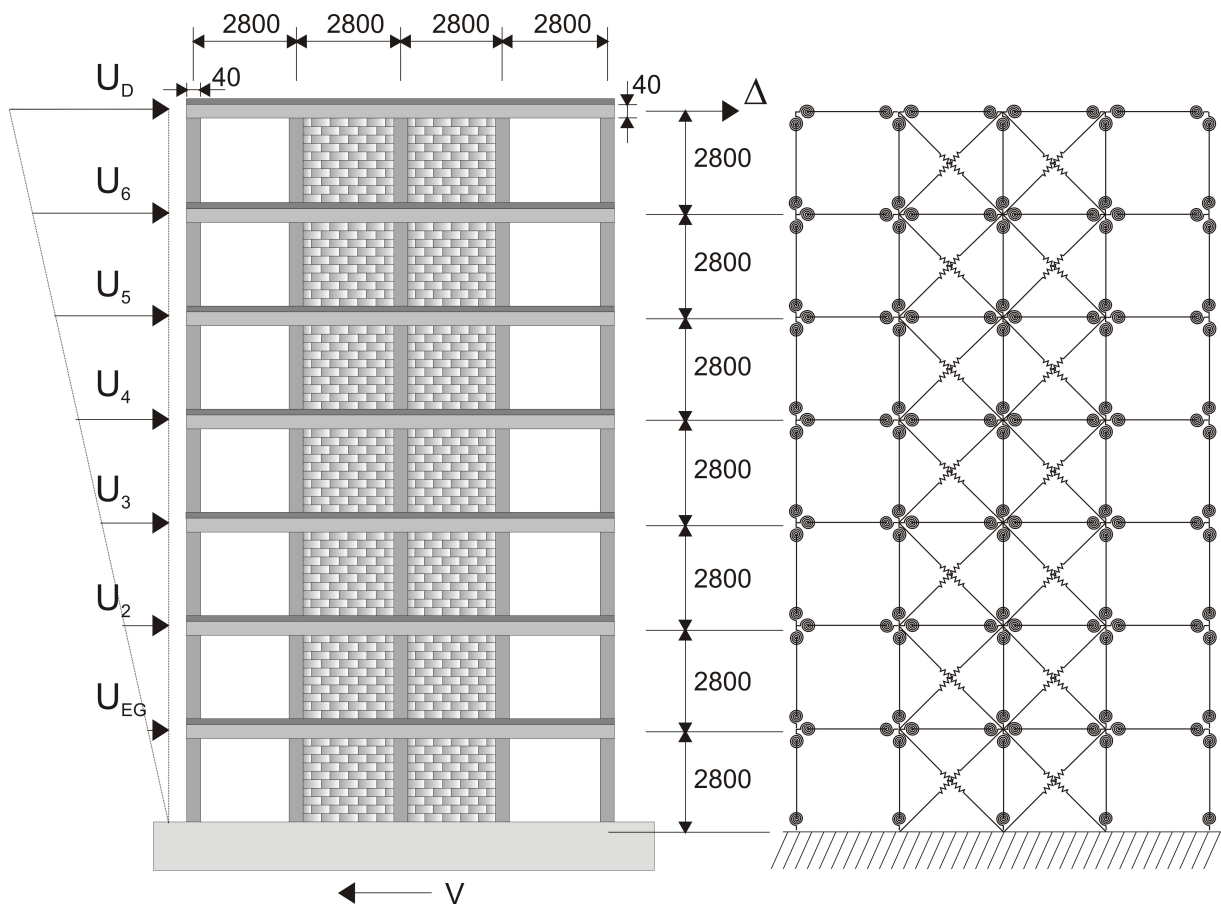


Abbildung 9.12: Belastung und Ansicht des siebenstöckigen, vierfeldrigen Tragwerks mit Mauerwerksausfachung in den mittleren Feldern sowie die numerische Abbildung

In Abbildung 9.13 ist das Last-Verformungs-Verhalten dieses System abgebildet. Es ist deutlich zu erkennen, dass im Vergleich zum komplett ausgefachten Tragwerk der Pinching-Effekt bzw. die Einschnürung in der Last-Verformungs-Kurve nicht mehr so ausgeprägt ist. Die Ursache liegt in der bereits oben angeführten Erklärung, dass infolge der vordefinierten hysteretischen Regeln der Makro-Elemente der Pinching-Effekt umso ausgeprägter ist, je fester die

Gesamtstruktur ist. Als Folge der etwas geringeren Widerstandsfestigkeit der gesamten Struktur weichen auch die plastischen Dehnungen nicht mehr so stark voneinander ab. Die maximale Kapazität des Systems aus Abbildung 9.13 ist um ca. 30 % geringer als bei dem komplett ausgefachten Tragwerk und hat einen Wert von 1,82 MN. Der Zeitpunkt bei Erreichen der maximalen Kapazität bleibt wegen der unverändert beibehaltenen materiellen Eigenschaften gleich.

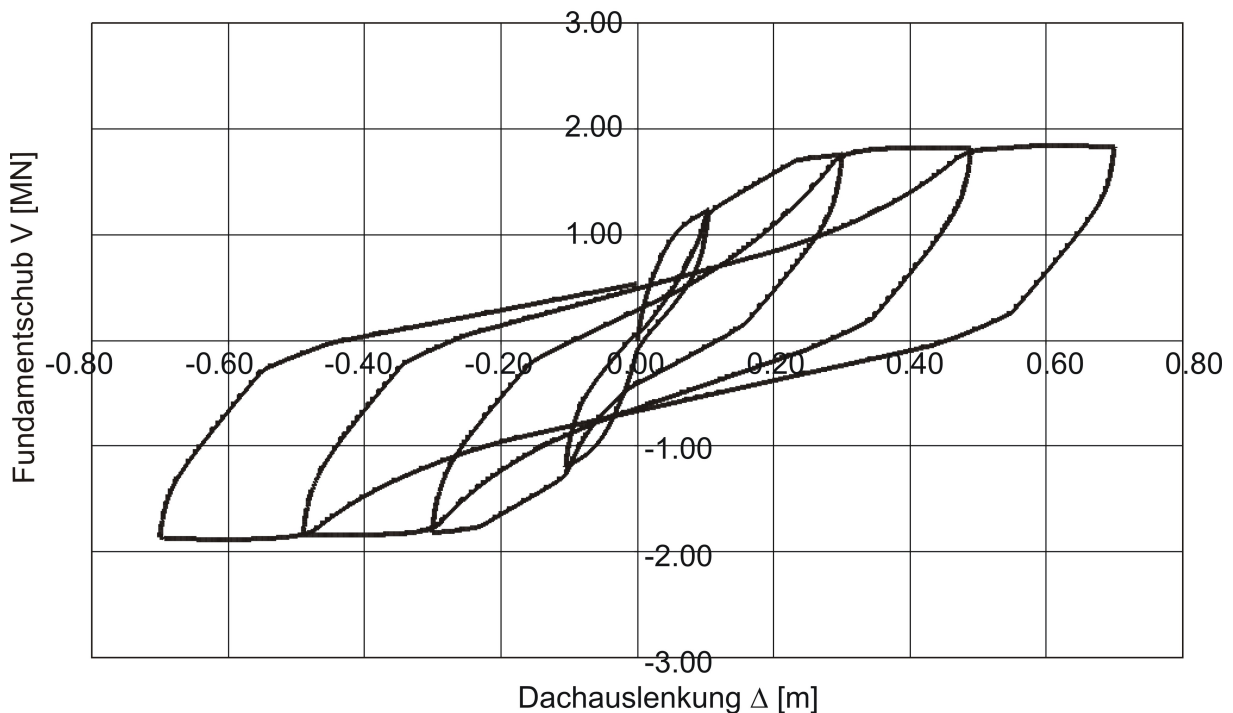


Abbildung 9.13: Zyklische Belastung der Struktur unter Ansatz einer dreiecksförmigen Horizontalauslenkung über die Gebäudehöhe

Es soll an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass die berechnete siebenstöckige, vierfeldrige Struktur, infolge der aus akademischer Sicht gewählten materiellen und geometrischen Parametern, eine sehr große Duktilität μ aufweist. Lagt man z.B. entsprechend Abbildung 9.13 den Übergang vom elastischen in den inelastischen Zustand bei einer Auslenkung von etwa 10 cm fest, ergibt sich eine Duktilität von $\mu = 7$. Diese großen Duktilitäten sind zwar in der Realität eher selten anzutreffen, können aber durchaus eintreten. Stellvertretend hierfür ist in Abbildung 9.14 ein Krankenhaus zu sehen, dessen Stützen über eine sehr große lokale Rotationskapazität verfügen. Die in diesem Kapitel dargelegten Ergebnisse für das siebenstöckige, vierfeldrige Bauwerk können somit durchaus als realistisch bezeichnet werden.



Abbildung 9.14: Versagen eines Krankenhauses infolge seismischer Belastung

10 Zusammenfassung und Ausblick

Stahlbetonrahmen sowie mauerwerksausgefachte Stahlbetonrahmen zeigen unter großen horizontalen Belastungen ein sehr ausgeprägtes nichtlineares Tragverhalten. Während bei reinen Stahlbetonrahmen die inelastischen Verformungen in den Endbereichen der Rahmenstützen und Rahmenriegel eintreten, ist beim mauerwerksausgefachten Rahmen die nichtlineare Antwort eine Kombination des nichtlinearen Tragverhaltens der Rahmenbauteile sowie des nichtlinearen Tragverhaltens der sich im Mauerwerk ausbildenden Druckdiagonalen. Das physikalische Verständnis des Tragverhaltens beider Strukturen spielt insbesondere im Erdbebeningenieurwesen eine bedeutende Rolle, insofern bei diesen Belastungen die Strukturen weit in den inelastischen Bereich verformt werden.

In dieser Arbeit wurden sowohl für die Stahlbetonrahmenteile als auch für die Mauerwerksausfachung Makro-Elemente entwickelt, womit das nichtlineare Tragverhalten der benannten Strukturen durch einfache Strukturelemente, wie z.B. nichtlineare Federn, abgebildet werden kann. Mit dem Ziel, das globale zyklische nichtlineare Tragverhalten ganzer Gebäudestrukturen zu berechnen, bestand die primäre Aufgabe darin, in den Makro-Elementen die Parameter Genauigkeit und Einfachheit in ihrer Anwendung optimal aufeinander abzustimmen. Es sollte letztlich möglich sein, eine gegebene Struktur schnell zu modellieren, in kurzer Zeit nichtlinear zu berechnen und die Ergebnisse für eine Beurteilung des zyklischen Tragverhaltens anzusetzen. Hierfür wurden Verfahren bzw. Ansätze aus der Literatur studiert und deren Tauglichkeit hinsichtlich des zu Grunde gelegten Problems erörtert. Die Ansätze, womit die oben benannten Eigenschaften der Makro-Elemente bestmöglich repräsentiert werden können, dienten letztlich als Basis zur Definition bzw. Formulierung der eigenen Makro-Elemente.

Für die Beschreibung des zyklischen Last-Verformungs-Verhaltens der Stahlbetonrahmenbauteile wurde eine Methode angesetzt, bei der die Grundme-

chanismen, welche das nichtlineare Tragverhalten maßgeblich beeinflussen, in einzelne Teilelemente isoliert werden. Durch die miteinander in Reihe angeordneten Teilelemente ergab sich das Gesamttragverhalten bzw. das Stabelement als Folge einer simplen Addition der einzelnen Flexibilitätsmatrizen. Insgesamt setzt sich das Stabelement aus drei Teilelementen zusammen. Das elastische Teilelement wurde dabei derart definiert, dass es während der gesamten Belastungsgeschichte im elastischen Bereich bleibt. Für die Berücksichtigung der inelastischen Verformungen wurde ein plastisches Gelenkelement entwickelt, dessen Last-Verformungs-Verhalten auf der vereinfachten Annahme einer antimetrischen Momentenverteilung über die Bauteillänge sowie einer Schadenskonzentration an den Bauteilenden formuliert wurde. Für die Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens aus elastischem und plastischem Anteil wurden die Takeda-Hystereseregeln [150] angesetzt und entsprechend modifiziert. Die Erstbelastungskurve wurde als dreilineare Momenten-Rotations-Beziehung definiert. Mit dem dritten Teilelement, dem Rissöffnungselement, werden die zusätzlichen Rotationen berücksichtigt, die sich infolge von Verbundverschlechterung und des daraus resultierenden Bewehrungsschlupfes in den Kontaktbereichen zwischen Riegel und Stützen ergeben. Zur Repräsentation des zyklischen Tragverhaltens des Rissöffnungselements wurde ein vereinfachtes Hysteresemodell definiert. Die Superposition beider Hystereseemodelle, sowohl das, welches für die elastische und plastische Komponente definiert wurde als auch jenes, welches für das Rissöffnungselement aufgestellt wurde, liefert schließlich das hysteretische Verhalten des Stabelements. Die Nachrechnung eines pseudodynamisch getesteten Stahlbetonrahmens von Stempniewski und Wallner [146] zeigte eine sehr gute Übereinstimmung.

Um das Tragverhalten der Mauerwerksausfachung darstellen zu können bediente man sich der Methode der äquivalenten Diagonalstrebe, bei der die Ausfachung durch eine diagonale Druckstrebe ersetzt wird. Wegen der sehr geringen Zugfestigkeit von Mauerwerk blieb bei der Programmierung der Diagonalstrebe die Zugfestigkeit unberücksichtigt, weshalb für eine Berechnung unter alternierender Belastung die Ausfachung durch zwei diagonale Streben ersetzt wurde. Für die geometrische und materielle Formulierung der äquivalenten Diagonalstrebe wurden verifizierte Ansätze aus der Literatur entnommen und entweder direkt oder größtenteils modifiziert im Modell implementiert. Das nichtlineare Tragverhalten bei Ent- und Wiederbelastung wurde infolge der sehr ähnlichen Kurvenverläufe durch den Ansatz eines allgemeingültigen Ausdrucks realisiert. Dabei war darauf zu achten, dass zu keiner Zeit der Belastungsgeschichte die Erstbelastungskurve bzw. die

Umhüllende überschritten wird. Anhand einer ersten Verifizierung an einem zyklisch belasteten Mauerwerkskörper von Naraine und Sinha [101] konnte eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt werden.

Für die Verifizierungen der programmierten Makro-Elemente wurden drei Versuche an mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen durchgeführt, wobei die Parameter Mörtelfestigkeit und Betonfestigkeit variiert wurden. Es konnte gezeigt werden, dass trotz der teilweise stark vereinfachten Annahmen bei der Formulierung der Makro-Elemente die experimentellen Ergebnisse sehr gut wiedergegeben werden. Auch die Nachrechnung eines mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmens unter vertikaler Beanspruchung auf den Rahmenstützen zeigte eine gute Übereinstimmung. Insbesondere das Verformungsverhalten bei sehr großen horizontalen Auslenkungen konnte sehr gut abgebildet werden. In einem weiteren Schritt wurden die Makro-Elemente zur Nachrechnung einer dreistöckigen dreifeldrigen Struktur unter horizontalen Kraft angesetzt und zeigten auch diesbezüglich eine gute Übereinstimmung.

Um die Tauglichkeit der Makro-Elemente auch für große Gebäudestrukturen zu unterstreichen, wurde eine siebenstöckige, vierfeldrige Struktur modelliert. Es wurden sowohl statische als auch zyklische Berechnungen unter einer über die Höhe dreiecksförmig verteilten Last oder wahlweise Auslenkung durchgeführt. Dabei wurden die Strukturen mit oder ohne Mauerwerksausfachung versehen. Bei einer abschließenden zyklischen Berechnung unter dreiecksförmig verteilter Auslenkung wurden die inneren Felder der Struktur mit und die äußere Felder ohne Mauerwerksausfachung ausgeführt. Es konnte deutlich der Einfluss der Mauerwerksausfachung hinsichtlich der erhöhten Steifigkeit und Festigkeit gezeigt werden. Während bei einer horizontalen Last die Rechnung mit negativ werdender Steifigkeitsmatrix abbrach, konnte durch Ansatz einer horizontalen Auslenkung auch der Entfestigungsbereich deutlich dargestellt werden. Bei allen Strukturen, konnte ein stabiles Verhalten bei einer zyklischen Berechnung festgestellt werden.

In der vorliegenden Arbeit wurden Makro-Elemente programmiert, womit die Studie des Tragverhaltens einzelner sowie großer Strukturen möglich ist. Insbesondere in Anlehnung an die immer aktueller werdende Thematik der Erdbebenbemessung von Gebäuden finden diese Elemente u.a. ihre Anwendung. Die Erdbebenbemessung von Stahlbetonrahmenstrukturen unter Anwendung des Ersatzkraftverfahrens oder des Antwortspektrenverfahrens, wie es in den meisten Normen enthalten ist, oder der Kapazitäts-Spektrum-Methode, wie

sie u.a. im ATC 40 [7] angewandt wird, können unter Ansatz der Stabelemente schnell durchgeführt werden. Auch eine Kapazitätsbemessung ist unter Ansatz der programmierten Makro-Elemente möglich. In Kombination mit einer Mauerwerksausfachung muss jedoch darauf geachtet werden, dass die Rahmen vollständig ausgefacht sind und auch während der Belastungsgeschichte kein Herausfallen von Mauerwerk gewährleistet ist, insofern mit den Stabelementen der so genannte „Kurze-Stützen-Effekt“ nicht abgebildet werden kann.

Das Potential der programmierten Makro-Elemente zeigt sich insbesondere in deren Einfachheit und der zugleich guten Repräsentation des nichtlinearen zyklischen Verhaltens von Stahlbetonrahmen mit und ohne Mauerwerksausfachung. Das geforderte Ziel, die Parameter Genauigkeit und Einfachheit in deren Anwendung optimal aufeinander abzustimmen konnte erreicht werden. Es wurden somit höchst effektive und effiziente Werkzeuge im Hinblick auf eine zyklische nichtlineare Berechnung einzelner Stahlbetonrahmen mit und ohne Mauerwerksausfachung sowie kompletter Gebäude entwickelt. Die Anwendung der Makro-Elemente ist dabei auf zyklische zweidimensionale Berechnungen beschränkt. Insofern Gebäudestrukturen teilweise sehr komplexe Formen annehmen können und dadurch eine Erdbebenbemessung an zweidimensionalen Gebäudescheiben, wegen der Torsionseinflüsse, nicht mehr durchgeführt werden kann, wäre hierfür eine Erweiterung der Makro-Elemente für den dreidimensionalen Fall erforderlich. Es muss an dieser Stelle allerdings erwähnt werden, dass eine Transformation auf den dreidimensionalen Fall zusätzliche Phänomene aufwirft, die zwingend berücksichtigt werden müssen. Hinsichtlich der Stahlbetonrahmens muss bei den Stützen die Schiefe Biegung berücksichtigt werden. Ein möglicher Ansatz hierfür wären Interaktionsdiagramme, die im Modell implementiert werden. Beim Mauerwerk hingegen ist die Übertragung auf räumliche Systeme nicht so einfach zu handhaben. Infolge einer Belastung quer zur Wandebene werden zwischen Mörtel und Mauerstein klaffende Fugen entstehen, so dass für die Schub- und Normalkraftübertragung im Mauerwerk zwischen Mörtel und Mauerstein nur noch begrenzte Flächen in Ansatz gebracht werden können und somit das Tragverhalten erheblich beeinflusst wird. Dieses Verhalten ist nur sehr schwer zu implementieren, weshalb man in dieser Arbeit auf eine Transformation auf dreidimensionale Systeme verzichtet hatte.

Literaturverzeichnis

- [1] AMENY, P.; LOOV, R.E.; JESSOP, E.L.: *Strength, Elastic and Creep Properties of Concrete Masonry*. International Journal of Masonry Construction, Vol. 1, No. 1, pp. 33-39, 1980.
- [2] AMENY, P.; LOOV, R.E.; SHRIVE, N.G.: *Prediction of Elastic Behaviour of Masonry*. International Journal of Masonry Construction, Vol. 3, No.1, pp. 1-9, 1983.
- [3] ANAGNOSTOPOULOS, S.A.: *Inelastic Beams for Seismic Analysis of Structures*. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST7, pp. 1297-1311, July 1981.
- [4] ANDREAUS, U.: *Failure Criteria for Masonry Panels under In-Plane Loading*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 1, pp. 37-46, January 1996.
- [5] ANGEL, R.; ABRAMS, D.; SHAPIRO, D.; UZARSKI, J.; WEBSTER, M.: *Behavior of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills*. Department of Civil Engineering, University of Illinois, March 1994.
- [6] ASTERIS, P.G.; TZAMTZIS, A.D.: *On the Use of a Regular Yield Surface for the Analysis of Unreinforced Masonry Walls*. Electronic Journal of Structural Engineering, pp. 23-42, 2003.
- [7] ATC 40 - APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL: *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report No. SSC 96-01, November 1996.
- [8] BABER, T; NOORI, M.N.: *Random Vibration of Degrading, Pinching Systems*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No. 8, pp. 1010-1026, August 1985.
- [9] BACHMANN, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Birkhäuser Verlag Basel, 2. überarbeitete Auflage, 2002.
- [10] BACHMANN, H.: *Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken*. Dissertation, ETH Zürich, 1967.

- [11] BANON, H.; BIGGS, J.M.; IRVINE, H.M.: *Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 197, No. ST9, pp. 1713-1731, September 1981.
- [12] BARUA, H.K.; MALLICK, S.K.: *Behaviour of Mortar Infilled Steel Frames under Lateral Load*. Building and Environment, Vol. 12, pp. 263-272, 1977.
- [13] BEIHOFER, M.J.: *Numerische Untersuchung zum Tragverhalten von mauerwerksausgefachten Stahlbetonrahmen*. Diplomarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Juni 2004.
- [14] BIEGHOLDT, H.-A.; THIELE R.: *Praktische und theoretische Untersuchungen an ausgeführtem Mauerwerk zur Ermittlung der Materialkennwerte und ihres Einflusses auf das Tragverhalten am Beispiel der Leipziger Bundwand*. In: G. König (Hg.): Leipzig Annual Civil Engineering Report No.1, Seiten 13-31, Leipzig, Eigenverlag, 1996.
- [15] BINDA, L.; BARONIO, G.: *Alteration of the Mechanical Properties of Masonry Prism due to Aging*. In: Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, pp. 605-616, Melbourne, Australia, February 1985.
- [16] BINDA, L.; FONTANA, A.; FRIGERIO, G.: *Mechanical Behaviour of Brick Masonries Derived from Unit and Mortar Characteristics*. In: Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, pp. 205-216, Dublin, Ireland, September 1988.
- [17] BRAMESHUBER, W.; GRAUBOHM, M.; SCHMIDT, U.: *Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk, Teil 4: Scherfestigkeit*. In: Mauerwerk Kalender 31, Seiten 193-226, Ernst und Sohn Verlag, 2006.
- [18] BRAMESHUBER, W.; SCHMIDT, U.; GRAUBOHM, M.: *Auswertung Haft-scherfestigkeit*. Forschungsbericht Nr.: F 7018, Institut für Bauforschung, Aachen, 2005.
- [19] CEB BULLETIN D'INFORMATION NO. 220: *Behavior and Analysis of Reinforced Concrete Structures under Alternate Actions Inducing Inelastic Response*. Volume 2: Frame Members. Comité Euro-International du Béton (CEB), Case Postale 88, CH-1015 Lausanne, Switzerland, 1994.

- [20] CEB BULLETIN D'INFORMATION NO. 242: *Ductility of Reinforced Concrete Structures*. Comité Euro-International du Béton (CEB), Case Postale 88, CH-1015 Lausanne, Switzerland, May 1998.
- [21] CHRYSOSTOMOU, C.Z.; GERGELY, P.; ABEL, J.F.: *Nonlinear Seismic Response of Infilled Steel Frames*. In: Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 4435-4437, Madrid, Spain, July 1992.
- [22] COELHO, E.; CARVALHO, E.C.: *Nonlinear Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures*. In: Proceedings of the 9th European Conference On Earthquake Engineering, Moscow, 1990.
- [23] CRISAFULLI, F.J.: *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*. Dissertation, Department of Civil Engineering, University Canterbury, Christchurch, New Zealand, July 1997.
- [24] CRISAFULLI F. J.; CARR A.J.; PARK R.: *Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - A General Review*. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33, 2000.
- [25] DAFSTB HEFT 525: *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. September 2003.
- [26] D'AMBRISI, A.; FILIPPOU, F.C.: *Correlation Studies on a RC Frame Shaking-Table Specimen*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1021-1040, February 1997.
- [27] DHANASEKAR, M.; PAGE, A.W.; KLEEMAN, P.W.: *The Elastic Properties of Brick Masonry*. International Journal of Masonry Construction, Vol. 2, No. 4, pp. 155-160, 1982.
- [28] DIALER, C.: *Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk*. Dissertation, TU München, 1990.
- [29] DILGER, W.: *Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung*. Heft 179 der Schriftenreihe des DAfStb.
- [30] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Juli 2001.

- [31] DIN 1053, TEIL 1: *Mauerwerk: Berechnung und Ausführung*. November 1996.
- [32] DIN 1053, TEIL 2: *Mauerwerk: Mauerwerksfestigkeitsklassen aufgrund von Eignungsprüfungen*. November, 1996.
- [33] DIN 106, TEIL 1: *Kalksandsteine: Voll-, Loch-, Block-, Hohlblock, Plansteine, Planelemente, Fasadensteine, Bauplatten, Formsteine*. Mai 2000.
- [34] DIN 1164, TEIL 7: *Portland-, Eisenportland-, Hochofen und Traßzement; Bestimmung der Festigkeit*. November 1978.
- [35] DIN 18554, TEIL 1: *Prüfung von Mauerwerk; Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls*. Dezember 1985.
- [36] DIN 18555, TEIL 3: *Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln, Festmörtel, Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte*. September 1982.
- [37] DIN 18555, TEIL 5: *Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln - Festmörtel - Bestimmung der Haftscherfestigkeit von Mauermörteln*. März 1986.
- [38] DIN 4149-04: *Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten*. April 2004.
- [39] DIN EN 12390, TEIL 3: *Prüfung von Festbeton: Druckfestigkeit von Probekörpern*. April 2002.
- [40] DIN EN 12390, TEIL 5: *Prüfung von Frischbeton: Ausbreitmaß*. Juni 2000.
- [41] DIN EN 12390, TEIL 7: *Prüfung von Frischbeton: Luftgehalte; Druckverfahren*. November 2000.
- [42] DIN V ENV 1996-1-1: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*. Januar 2006.
- [43] DOLSEK, M.; FAJFAR, P.: *Mathematical Modelling of an Infilled RC Frame Structure Based on the Results of Pseudo-Dynamic Tests*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 1015-1230, March 2002.

- [44] DOLSEK, M.; FAJFAR, P.: *On Seismic Behavior and Mathematical Modeling of Infilled RC Frame Structures*. In: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- [45] DOUDOUMIS, I.N.; MITSOPOULOU, E.N.: *Nonlinear Analysis of Multistorey Infilled Frames for Unilateral Contact Conditions*. In: Proceedings of the 8th Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 63-70, Lisbon, Portugal, 1986.
- [46] DUKUZE, A.: *Behaviour of Reinforced Concrete Frames Infilled with Brick Masonry Panels*. Dissertation, Catholic University of Louvain (UCL), Belgium, 2000.
- [47] EIFLER, H.: *Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluss auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken*. Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 1983.
- [48] EL-DAKHAKHNI, W.W.; ELGAALY, M.; HAMID, A.A.: *Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 2, pp. 177-185, February 2002.
- [49] EMORI, K.; SCHNOBRICH, M.: *Inelastic Behavior of Concrete Frame-Wall Structures*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST1, pp. 145-164, January 1981.
- [50] EWING, B.D.; KOWALSKY, M.J.: *Compressive Behavior and Confined Clay Brick Masonry*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 4, pp. 650-661, April 2004.
- [51] FILIPPOU, F.C.: *A Simple Model for Reinforcing Bar Anchorages under Cyclic Excitations*. Report No. UCB/EERC-85/05, University of California, College of Engineering, Berkeley, California, March 1985.
- [52] FILIPPOU, F.C.: *Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Subassemblages*. Report No. UCB/EERC-92/08, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, August 1992.
- [53] FILIPPOU, F.C.; ISSA, A.: *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames under Cyclic Load Reversals*. Report No. UCB/EERC-88/12, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, September 1988.

- [54] FILIPPOU, F.C.; POPOV, E.P.; BERTERO, V.V.: *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints*. Report No. UCB/EERC-83/19, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, August 1983.
- [55] FLANAGAN, R.D.; BENNETT, R.M.: *In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 6, pp. 590-599, June 1999.
- [56] FLANAGAN, R.D.; BENNETT, R.M.: *In-Plane Analysis of Masonry Infill Materials*. Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 6, No. 4, pp. 176-182, November 2001.
- [57] FRANKE, L.; GORETZKY, W.: *Tragfähigkeit von druckbeanspruchtem Mauerwerk aus festigkeits- und verformungsstreuendem Material*. Bauingenieur, Vol. 79, Seiten 136-144, März 2004.
- [58] GANZ, H.R.: *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*. Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, September 1985.
- [59] GANZ, H.-R.; THÜRLIMANN, B.: *Design of Masonry Walls under Normal Force and Shear*. In: Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, September 1988.
- [60] GERGELY, P.; WHITE, R.N.; MOSALAM, K.M.: *Evaluation and Modelling of Infilled Frames*. In: ABRAMS, D.P. (Editor): Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, Technical Report NCEER-94-0004, National Center for Earthquake Engineering Research, pp. 1-51, March 1994.
- [61] GIBERSON, M.F.: *The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitation*. Dissertation, California Institut of Technology, Pasadena, California, 1967.
- [62] GIBERSON, M.F.: *Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility*. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST2, pp.137-157, February 1969.
- [63] HAMID, A.A.; DRYSDALE, R.G.: *Proposed Failure Criteria for Concrete Block Masonry under Biaxial Stresses*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST8, pp. 1675-1687, August 1981.

- [64] HENDRY, A.W.: *Structural masonry*. second edition, Macmillan Press Ltd., 1998.
- [65] HILSDORF, H.K.: *Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression*. In: *Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products*, pp. 34-41, Houston, Texas, 1969.
- [66] HOHLSIEPE, U.: *Beitrag zur Untersuchung des nichtlinearen Tragverhaltens ebener Stahlbetonrahmen unter seismischen Einwirkungen, Sonderforschungsbereich Tragwerksdynamik, SFB 151*. Dissertation, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Mai 1985.
- [67] HOLMES, M.: *Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling*. Proceedings of the Institute of Civil Engineering, Vol. 19, pp. 473-478, 1961.
- [68] KABA, S.A.; MAHIN, S.A.: *Refined Modelling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis*. UCB/EERC-84/03, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, April 1983.
- [69] KAPPOS, A.J.; STYLIANIDIS, K.C.; MICHAELIDIS, C.N.: *Analytical Models for Brick Masonry Infilled R/C Frames under Lateral Loading*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, pp. 59-87, 1998.
- [70] KARSAN, I.K.; JIRSA, J.O.: *Behavior of Concrete under Compressive Loadings*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST12, pp. 2543-2563, December 1969.
- [71] KENT, D.C.; PARK, R.: *Flexural Members with Confined Concrete*. ASCE, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990, July 1971.
- [72] KESHAVARZIAN, M.; SCHNOBRICH, W.C.: *Computed Nonlinear Seismic Response of R/C Wall-Frame Structures*. Proposed by National Technical Information Service, University of Illinois, May 1984.
- [73] KIRTSCHIG, K.: *Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk bei mittlerer Druckbeanspruchung*. Institut für Baustoffkunde und Materialprüfwesen der Technischen Universität Hannover, 1975.
- [74] KIRTSCHIG, K.: *On the Failure Mechanism of Masonry Subjected to Compression*. In: *Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference*, pp. 625-629, Melbourne, Australia, February 1985.

- [75] KLINGNER, R.E.; BERTERO, V.V.: *Infilled Frames in Earthquake-Resistant Constructions*. Report EERC/76-32, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely, CA, USA, December 1976.
- [76] KLINGNER, R.E.; BERTERO, V.V.: *Earthquake Resistance of Infilled Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST6, pp. 973-989, June 1978.
- [77] KODUR, V.K.R.; ERKI, M.A; QUENNEVILLE, J.H.P.: *Seismic Design and Analysis of Masonry-Infilled Frames*. Can. J. Civ. Eng., Vol. 22, pp. 576-587, 1995.
- [78] KÖNIG, G.; POMMERENING, D.; TUE, N.V.: *Nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung*. DAfStb, Heft 492, 1999.
- [79] KÖNIG, G.; TUE, N.V.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus, Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1*. Teubner-Verlag, 2. Auflage, 2003.
- [80] KUNNATH, S.K.: *Enhancements to Program IDARC: Modeling Inelastic Behavior of Welded Connections in Steel Moment-Resisting Frames*. NIST GCR 95-673, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899, May 1995.
- [81] LI, L.: *Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken im Stahl- und Spannbetonbau*. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Dezember 1994.
- [82] LIAUW, K.; KWAN, K.H.: *Nonlinear Behaviour of Non-Integral Infilled Frames*. Computer and Structures, Vol. 95, No. 12, pp. 2543-2563, 1984.
- [83] LITZNER, H.-U.: *Grundlagen der Bemessung nach EC2 - Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227*. Betonkalender 1992, Teil 2.
- [84] MA, S-Y. M.; BERTERO, V.V.; POPOV, E.P.: *Experimental and Analytical Studies on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams*. Report No. EERC 76-2, University of California, College of Engineering, Berkeley, California, May 1976.

- [85] MADAN, A.; REINHORN, A.M.; MANDER, J.B.; VALLES, R.E.: *Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp. 1295-1302, October 1997.
- [86] MAHIN, S. A.; SHING, P.B.: *Pseudodynamic Method for Seismic Testing*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 7, pp. 1482-1503, July 1985.
- [87] MAINSTONE, R.J.: *On the Stiffness and Strengths of Infilled Frames*. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Supplement IV, pp. 57-90, 1971.
- [88] MALLICK, D.V.; SEVERN, R.T.: *The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading*. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Vol. 38, pp. 639-656, 1968.
- [89] MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M.J.N.; PARK, R.: *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825, August 1988.
- [90] MANN, W.: *Druckfestigkeit von Mauerwerk*. In: *Mauerwerk-Kalender*, Seiten 687–699. Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1983.
- [91] MANN, W.; MÜLLER, H.: *Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises*. Mauerwerk-Kalender, Seiten 95-114, 1985.
- [92] McNARY W.S.; ABRAMS D.P.: *Mechanics of Masonry in Compression*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 857-870, 1985.
- [93] MEHRABI, A.B. ; SHING, P.B.; SCHULLER, M.P.; NOLAND, J.L.: *Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames*. Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 3, pp. 228-237, March 1996.
- [94] MEHRABI, A.B.; SHING, P.B.; SCHULLER, M.P.; NOLAND, J.L.: *Performance of Masonry-infilled R/C Frames under In-Plane Lateral Load*. Rep. CU/SR-94/6, Structural Engineering and Structural Mechanics Research Series, Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Univ. of Colorado, Boulder, Colo., 1994.

- [95] MEYER, C.; ROUFAIEL, M.S.L.: *Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 207-228, July 1983.
- [96] MEYER, U.; SCHUBERT, P.: *Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk*. Mauerwerk-Kalender, Seiten 615-622, Ernst und Sohn Verlag, 1992.
- [97] MÖLLER, J.: *Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken*. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Uni Karlsruhe (TH), 2006.
- [98] MÖLLER, O.; FOSCHI, R.O.: *Reliability Evaluation in Seismic Design: A Response Surface Methodology*. Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 3, pp. 579-603, August 2003.
- [99] MOSALAM, K. M.: *Modelling of Nonlinear Seismic Behavior of Gravity Load Designed Frames*. 1996 EERI Student Paper Award, 1996.
- [100] MÜLLER, H.: *Untersuchungen Zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk*. Dissertation, Fachbereich Architektur der Technischen Hochschule Darmstadt, Juni 1974.
- [101] NARAIN, K.; SINHA, S.: *Behaviour of Brick Masonry under Cyclic Compressive Loading*. Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 2, pp. 1432-1445, 1989.
- [102] NGUYEN, D.T.: *Rotationskapazität von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen mit Schubbrissbildung*. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, Heft 7, Oktober 2004.
- [103] OTANI, S.: *Inelastic Analysis of R/C Frame Structures*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST7, pp. 1433-1449, July 1974.
- [104] OTTER, D.E.; NAAMAN, A.E.: *Model for Response of Concrete to Random Compressive Loads*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 11, pp. 2794-2809, November 1989.
- [105] PAGE, A. W.: *Finite Element Model for Masonry*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, pp. 1267-1285, August 1978.

- [106] PAGE, A.W.: *A Biaxial Failure Criterion for Brick Masonry in the Tension-Tension Range*. International Journal of Masonry Construction, Vol. 1, No. 1, pp. 26-29, March 1980.
- [107] PAGE, A.W.: *The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 71, Part 2, pp. 893-906, 1981.
- [108] PAGE, A.W.: *The Strength of Brick Masonry under Biaxial Tension-Compression*. International Journal of Masonry Construction, Vol. 3, No. 1, pp. 26-31, 1983.
- [109] PAGE, A.W.: *Influence of Material Properties on the Behaviour of Brick Masonry Shear Walls*. In: Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Vol. 1, pp. 19-21, Dublin, Ireland, September 1988.
- [110] PAGE, A.W.; SAMARASINGHE, W.; HENDRY, A.W.: *The Failure of Masonry Shear Walls*. International Journal of Masonry Construction, Vol. 1; No. 2, pp. 52-57, 1980.
- [111] PARK Y- J.; ANG A. H.- S.: *Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111; No. 4, pp. 722-739, April 1985.
- [112] PARK, Y-J.; ANG, A. H-S.; WEN, Y. K.: *Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Building*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111; No. 4, pp. 740-757, April 1983.
- [113] PARK Y.J.; ANG, A. H-S.; WEN, Y.K.: *Damage - Limiting Aseismic Design of Buidings*. Earthquake Spectra, Vol. 3, pp. 1-27, 1987.
- [114] PARK, Y.J.; REINHORN, A.M.; KUNNATH, S.K.: *IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear Wall Structures*. NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, NY 14260, July 1987.
- [115] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.J.N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons Inc., Seite 744, 1992.
- [116] PFEIFER, M.: *Analytical Investigation of Masonry Walls Subjected to Axial Compressive Forces and Biaxial Bending Moments*. In: Proceedings of the 5th North American Masonry Conference, Los Angeles, 1987.

- [117] POLYAKOV, S.V.: *Some Investigations of the Problem of the Strength of Elements of Buildings Subjected to Horizontal Loads*. Symposium on Tall Buildings, Seiten 465–486, April 1966.
- [118] PRIESTLEY, M.J.N.; ELDER, D.M.: *Stress-Strain Curves for Unconfined and Confined Concrete Masonry*. ACI, Vol. 80, No. 3, pp. 192-201, 1983.
- [119] REINHORN, A.M.; KUNNATH, S.K.; PANAHSHAHI, N.: *Modeling of R/C Building Structures with Flexible Floor Diaphragms (IDARC2)*. Technical Report NCEER-88-0035, National Center for Earthquake Engineering Research, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, NY 14260, September 1988.
- [120] REINHORN, A.M.; MADAN, A.; VALLES, R.E.; REICHMANN, Y.; MANDER, J.B.: *Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis*. Technical Report NCEER-95-0018, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Department of Civil Engineering, Buffalo, 14260 New York, December 1995.
- [121] RIDDINGTON, J.R.; STAFFORD SMITH, B.: *Analysis of Infilled Frames Subjected to Racking with Design Recommendations*. The Structural Engineerin, Vol 55, No. 6, pp. 263-268, June 1977.
- [122] ROUFAIEL, M.S.L.; MEYER, C.: *Analytical Modeling of Hysteretic Behaviour of R/C Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 3, pp. 429-444, March 1987.
- [123] SAIIDI, M.: *Hysteresis Models for Reinforced Concrete*. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, pp. 1077-1087, May 1982.
- [124] SANEINEJAD, A.; HOBBS, B.: *Inelastic Design of Infilled Frames*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 4, pp. 634-650, April 1995.
- [125] SARGIN, P.B.; GODH, S.K.; HANDA, V.K.: *Effects of Lateral Reinforcement upon the Strength and Deformation Properties of Concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol. 23, No. 75-76, pp. 99-110, 1971.
- [126] SCHERMER, D.C.: *Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung*. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Baustoffe und Konstruktion, Technische Universität München, 2004.

- [127] SCHMIDT, T. J.H.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Mauerwerk*. Fortschritt-Bericht VDI Reihe 4 Nr. 121. Düsseldorf: VDI-Verlag 1993, Seite 206, 1993.
- [128] SCHNEIDER, K.-J.; WEICKENMEIER, N.: *Mauerwerksbau aktuell*. Jahrbuch für Architekten und Ingenieure, Beuth, 2001.
- [129] SCHNEIDER, K.J.; SCHUBERT, P.; WORMUTH, R.: *Mauerwerksbau: Gestaltung, Baustoffe, Konstruktion, Berechnung, Ausführung*. Werner Verlag, April 1999.
- [130] SCHUBERT, P.: *The Influence of Mortar on the Strength of Masonry*. In: Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, pp. 162-174, Dublin, Ireland, September 1988.
- [131] SCHUBERT, P.: *Druckfestigkeit von Porenbeton- und Leichtbetonmauerwerk*. Mauerwerk-Kalender 25, Seiten 627-634, Ernst und Sohn Verlag, 1993.
- [132] SCHUBERT, P.: *Beurteilung der Druckfestigkeit von ausgeführtem Mauerwerk aus künstlichen Steinen und Natursteinen*. Mauerwerk-Kalender 20, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, Seiten 669-701, 1995.
- [133] SCHUBERT, P.: *Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk. Teil 1: Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk und Mauersteinen*. In: *Mauerwerk-Kalender 26*, Seiten 75–88. Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2001.
- [134] SCHUBERT, P.: *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel*. Mauerwerk Kalender 31, Seiten 171-192, Ernst und Sohn Verlag, 2006.
- [135] SCHUBERT, P.; GRAUBOHM, M.: *Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen*. Mauerwerk, Vol. 8, Heft 5, pp. 198-208, 2004.
- [136] SEAH, C.K.: *A Universal Approach for the Analysis and Design of Masonry*. Dissertation, University of Brunswick, December 1998.
- [137] SEIM, W.: *Numerische Modellierung des anisotropen Versagens zweiachsig beanspruchter Mauerwerksscheiben*. Dissertation, Fakultät für Architektur der Universität Karlsruhe (TH), Oktober 1994.
- [138] SHING, P.B.; MEHRABI, A.B.: *Bahaviour and Analysis of Masonry-Infilled Frames*. Prog. Struct. Engng Mater., Vol. 4, pp. 320-331, 2002.

- [139] SHING, P.B.; NAKASHIMA, M.; BURSI, O.S.: *Application of Pseudodynamic Test Method to Structural Research*. Earthquake Spectra, Vol 12, No. 1, pp. 29-43, February 1996.
- [140] SINHA, B.P.; PEDRESCHI, R.: *Compressive Strength and some Elastic Properties of Brickwork*. International Journal of Masonry Construction, Vol. 3, No. 1, pp. 19-25, 1983.
- [141] SMITH, B.S.; CARTER, C.: *A Method of Analysis for Infilled Frames*. Proceedings of the Institute of Civil Engineering, Vol. 44, pp. 31-48, 1969.
- [142] STAFFORD SMITH, B.: *Lateral Stiffness of Infilled Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 88, No. ST6, pp. 183-199, December 1962.
- [143] STAFFORD-SMITH, B.: *Behavior of Square Infilled Frames*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 92, No. ST1, pp. 381-403, February 1966.
- [144] STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R.: *The Design of Masonry Infilled Steel Frames for Bracing Structures*. The Structural Engineer, Vol. 56B, No. 1, pp. 1-7, March 1978.
- [145] STEINBACH, F.; PFEIFER, M.: *Untersuchungen zu Steifigkeitskennwerten von Mauerwerkswänden quer zur Wandebene*. Mauerwerk, Vol. 8, Nr. 6, Seiten 226-231, 2004.
- [146] STEMPNIEWSKI, L.; WALLNER, CH.: *Methoden zur nachträglichen Er-tüchtigung bestehender, vorgeschädigter Bauwerke*. Forschungsbericht, Sonderforschungsbereich 461, Teilprojekt C2, 2004.
- [147] SYRMAKEZIS, C.A.; ASTERIS, P.G.: *Masonry Failure Criterion under Biaxial Stress State*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 13, No. 1, pp. 58-64, January/February 2001.
- [148] SYRMAKEZIS, C.A.; VRATSANOU, V.Y.: *Influence of Infill Walls to R.C. Frames Response*. In: Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 6.5/47-53, Lisbon, Portugal 1986.
- [149] TAKAYANAGI, T.; SCHNOBRICH, W.C.: *Non-Linear Analysis of Coupled Wall Systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, pp. 1-22, January 1979.

- [150] TAKEDA, T.; SOZEN, A.M.; NIELSEN, N.N.: *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, December 1970.
- [151] TAKIGUCHI, K.: *Analysis of Reinforced Concrete Sections Subjected to Biaxial Bending Moments*. Architectural Institute of Japan, 1976.
- [152] VERMELTFOORT, A.TH.: *Compression Properties of Masonry and its Components*. In: Proceedings of the 10th International Brick/Block Masonry Conference, pp. 1433-1442, Calgary, Canada, July 1994.
- [153] VRATSANO, V.: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerkscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren* -. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Februar 1992.
- [154] WENK, T.: *Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung*. Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, August 2000.
- [155] YANKELEVSKY, D.; REINHARDT, H.W.: *Model for Cyclic Compressive Behavior of Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 2, pp. 228-240, February 1987.
- [156] YOKEL, F.Y.; FATTAL, S.G.: *Failure Hypothesis for Masonry Shear Walls*. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST3, pp. 515-532, March 1976.
- [157] ŽARNIČ, R.: *Experimental Investigation of the R/C Frame Infilled by Masonry Wall*. International Journal of Engineering Modelling, Vol. 7, 37-45, 1994.
- [158] ŽARNIČ, R.: *Inelastic Model of R/C Frame with Masonry Infill - Analytical Approach*. International Journal of Engineering Modelling, Vol. 7, pp. 47-54, 1994.
- [159] ŽARNIČ, R.: *Modelling of Response of Masonry Infilled Frames*. In: Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 1481-1486, Vienna, Austria, 1994.

-
- [160] ŽARNIČ, R.; GOSTIČ, S.: *Non-Linear Modelling of Masonry Infilled Frames*. In: Proceedings of the 11th Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, 1998.
- [161] ŽARNIČ, R.; TOMAŽEVIČ, M.: *An Experimental Obtained Method for Evaluation of the Behaviour of Masonry Infilled R/C Frames*. In: Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VI, pp. VI-163 - VI-168, Tokyo-Kyoto, Japan, August, 2-9 1988.

**Schriftenreihe des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie**

Herausgeber:
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller und Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
ISSN 0933-0461

- Heft 1** Manfred Curbach: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.* 1987
- Heft 2** Franz-Hermann Schlüter: *Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung - Flugzeugabsturz.* 1987
- Heft 3** Marlies Schieferstein: *Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton.* 1988
- Heft 4** Thomas Bier: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton.* 1988
- Heft 5** Wolfgang Brameshuber: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton.* 1988
- Heft 6** Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt: *Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials.* 1988
- Heft 7** Manfred Feyerabend: *Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton.* 1988
- Heft 8** Klaus F. Schönlin: *Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton.* 1989
- Heft 9** Lothar Stempniewski: *Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung.* 1990
- Heft 10** Jörg Weidner: *Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung.* 1990
- Heft 11** Pingli Yi: *Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten.* 1991
- Heft 12** Rainer Kunterding: *Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter.* 1991
- Heft 13** Peter Haardt: *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton.* 1991
- Heft 14** Günter Rombach: *Schüttguteinwirkungen auf Silozellen - Exzentrische Entleerung.* 1991
- Heft 15** Harald Garrecht: *Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk.* 1992

- Heft 16** Violandi Vratsanou: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren.* 1992
- Heft 17** Carlos Rebelo: *Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen.* 1992
- Heft 18** Seminar 29./30. März 1993: *Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8.* 1993
- Heft 19** Hubert Bachmann: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung.* 1993
- Heft 20** DBV/AiF-Forschungsbericht: H. Emrich: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung.* 1993
- Heft 21** Robert Stolze: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung - Bruchlinien-Rotationskapazität.* 1993
- Heft 22** Jie Huang: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.* 1994
- Heft 23** Rolf Wörner: *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton.* 1994
- Heft 24** Ioannis Retzepis: *Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand.* 1995
- Heft 25** Frank Dahlhaus: *Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen.* 1995
- Heft 26** Cornelius Ruckenbrod: *Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.* 1995
- Heft 27** Shishan Zheng: *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.* 1996
- Heft 28** Yong-zhi Lin: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton.* 1996
- Heft 29** DFG: *Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.* 1996
- Heft 30** Jürgen Ockert: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.* 1997
- Heft 31** Andreas Braun: *Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.* 1997
- Heft 32** Martin Günter: *Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.* 1997

- Heft 33** Gerhard Lohrmann: *Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit*. 1998
- Heft 34** Klaus Idda: *Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug*. 1999
- Heft 35** Stephan Kranz: *Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen*. 1999
- Heft 36** Gunther Herold: *Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineral-sauren Wässern*. 1999
- Heft 37** Mostafa Mehrafza: *Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos - Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen*. 2000
- Heft 38** Tarek Nasr: *Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen*. 2000
- Heft 39** Jan Akkermann: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken*. 2000
- Heft 40** Viktor Mechtcherine: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton*. 2001
- Heft 41** Ulrich Häußler-Combe: *Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken*. 2001
- Heft 42** Björn Schmidt-Hurtienne: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung*. 2001
- Heft 43** Nazir Abdou: *Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen*. 2002
- Heft 44** Andreas Plotzitz: *Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen*. 2002
- Heft 45** Timon Rabczuk: *Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode*. 2002
- Heft 46** Norbert J. Krutzik: *Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen*. 2002
- Heft 47** Thorsten Timm: *Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern*. 2002
- Heft 48** Slobodan Kasic: *Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund*. 2002
- Heft 49** Christoph Kessler-Kramer: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. 2002

- Heft 50** Nico Herrmann: *Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik*. 2002
- Heft 51** Michael Baur: *Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung*. 2003
- Heft 52** Seminar 02. Juli 2004: *DIN 1045-1 Aus der Praxis für die Praxis*. 2004
- Heft 53** Abdelkhalek Saber Omar Mohamed: *Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading*. 2004
- Heft 54** Werner Hörenbaum: *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk*. 2005
- Heft 55** Seminar Februar 2006: *DIN 4149 - Aus der Praxis für die Praxis*. 2006
- Heft 56** Sam Foos: *Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen*. 2006
- Heft 57** Ramzi Maliha: *Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton*. 2006
- Heft 58** Andreas Fäcke: *Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten*. 2006
- Heft 59** Juliane Möller: *Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken*. 2006
- Heft 60** Martin Larcher: *Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens*. 2007
- Heft 61** Christoph Niklasch: *Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden*. 2007
- Heft 62** Halim Khbeis: *Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern*. 2007
- Heft 63** Sascha Schnepf: *Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung*. 2007

Frühere Berichte des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Ulrich Häußler: *Geschwindigkeits- und Spannungsfelder beim Entleeren von Silozellen.* 1984

Wilfried Gladen: *Numerische Untersuchungen der Lasten in Silozellen beim exzentrischen Entleeren.* 1985

Bezug der Hefte: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Universität Karlsruhe (TH)
D - 76128 Karlsruhe
Tel. 0721/608-2263
Fax 0721/608-2265

Druckkostenzuschuss incl. Porto: je Heft 18,-- Euro

Außerdem noch erhältlich:

Festschrift
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. techn. h.c. Josef Eibl

Aus dem Massivbau und seinem Umfeld

788 Seiten, Preis incl. Versand: 25,-- Euro

LEBENS LAUF

Name: Sascha Schnepf
Geburtsdatum: 02. Mai 1974
Geburtsort: Baden-Baden
Staatsangehörigkeit: deutsch
Familienstand: verheiratet
Kinder: 1 Tochter

1981 – 1985 Grundschule in Gernsbach

1985 – 1990 Realschule in Gernsbach

1990 – 1993 Technisches Gymnasium in Rastatt

1993 – 1994 Bundeswehr

1994 – 2002 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Karlsruhe
(TH), Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau

1996 – 2002 Wissenschaftliche Hilfskraft an der Versuchsanstalt für Stahl,
Holz und Steine

2002 – 2007 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und
Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, Universität
Karlsruhe (TH)

seit 2008 Projektingenieur bei Ed. Züblin AG, Mitarbeiter des
Kompetenzzentrums Zentrale Technik, Technisches Büro
Konstruktiver Ingenieurbau (TBK)

