

DISSERTATION

Evaluierung der Erdbebensicherheit von maßgeblichen Mauerwerkshochbauten für das Katastrophenmanagement

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der
technischen Wissenschaften unter der Leitung von

Erstgutachter: **Ao. Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Rudolf Heuer**

Zentrum für Allgemeine Mechanik und Baudynamik

Institut für Hochbau und Technologie

Technische Universität Wien



und

Zweitgutachter: **Ao. Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Rainer Flesch**

Geschäftsfeld Verkehrswege

arsenal research, Österreichisches Forschungs- und Prüfzentrum Arsenal Ges.m.b.H.



eingereicht von

Dipl.-Ing. Suikai Lu

Mat. Nr. 9725309

Versorgungsheimstrasse 6/2/5

A-1130 Wien



Wien, April 2006

Meinen Eltern;
Fr. Yuxian Lu und *Hr. Dipl.-Ing. GuoCai Lu*
gewidmet

„Ob du sie (die Mutmaßungen) akzeptierst oder nicht, wird keinerlei Auswirkungen auf die Realität haben, Traumfinder. Du magst dich entschließen, nicht an einstürzendes Mauerwerk zu glauben, falls diese Vorstellung dir zuwider ist, doch wenn dir ein Ziegel auf den Schädel fällt, befördert er dich nichtsdestotrotz ins Jenseits.“

Roger Taylor. Traumfinder (Tarrion), S. 28

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand teilweise während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter bei der Firma arsenal research, Österreichisches Forschungs- und Prüfzentrum Arsenal Ges.m.b.H., Geschäftsfeld Verkehrswege.

Ich möchte mich vom tiefsten Herzen bei meinen Eltern, Frau *Yuxian Lu*, Herr *Dipl.-Ing. GuoCai Lu* und meiner Schwester, *Suibe Lu*, die mich seinerzeit in die Richtung des Bauwesens gelenkt haben bedanken, womit ich auch die vorliegende Arbeit meinen lieben Eltern widme. Gleichzeitig bin ich für meine gesamte bisher genossene Erziehung ihnen zu Dank verpflichtet. Ohne ihre Unterstützung und familiären Wärme wäre meine gesamte Ausbildung zum Bauingenieur, womit ich eine Familientradition weiterführe, niemals möglich gewesen.

Mein besonderer Dank gilt meinem Professor, Doktorvater und 1. Dissertationsgutachter Herrn *Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Rudolf Heuer* – TU Wien, der mir bereits während meiner Studienzeit den Ansporn zu einer wissenschaftlichen Weiterbildung vermittelte und mich auch in die Welt der Mechanik einführte. Ebenso möchte ich mich bei Herrn *Prof. Heuer* für seinen Einsatz und Hilfe auch in persönlichen und privaten Belangen herzlichst danken. Durch seinen Einsatz ist es mir u.a. ermöglicht worden während meines Diplomstudiums meine Masters Thesis an der Stanford University, John A. Blume Earthquake Engineering Center, USA, zu verfassen.

Herr *Prof. Heuer* hat mich während der letzten Jahre ständig motiviert und durch zahlreiche Diskussionen, teilweise auch außerhalb seiner Sprechstunden, immer wieder aufgebaut und die Dissertation in die hier vorliegende Form gelenkt.

Ebenso gilt mein besonderer Dank meinem 2. Dissertationsgutachter Herrn *Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Rainer Flesch* – arsenal research, der gleichzeitig der Geschäftsfeldleiter des Geschäftsfeldes Verkehrswege ist. *Prof. Flesch* gab mir die Anregung zu diesem Thema und unterstützte stets mein Vorhaben, eine Dissertation zu verfassen. *Herrn Prof. Flesch* möchte ich insbesondere dafür danken, dass er mich durch Forschungsprojekte unterstützte und somit Teile dieser Arbeit überhaupt erst ermöglichte.

Weiters gebühren Herrn *Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Christoph Adam* – TU Wien, Herrn *Dipl.-Ing. Michael Kogler* – Wienerberger Ziegelindustrie AG, Herrn *Dipl.-Ing. Dr. techn. Vladimir Benko* – TU Wien, Frau *Dipl.-Ing. Dr. techn. Yvonne Spira* – TU Wien und Herrn *Univ. Doz. Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Lackner* – TU Wien, mein aufrichtigster Dank für die vielen fachlichen Diskussionen und Ratschläge; ohne ihr Mitwirken wäre diese Arbeit unter ungleich schwierigeren Bedingungen durchführbar gewesen.

Selbstverständlich möchte ich meiner langjährigen Freundin und Lebensgefährtin *Mag. iur. Renata Hrnjak* für all die unvergesslichen und wundervollen Jahre während meines Studiums danken. Ebenso bedanke ich mich für Ihre aufgebrachte Geduld während der Schaffungszeit dieser Dissertation und insbesondere für das mehrmalige Korrekturlesen der vorliegenden Arbeit.

Auch gebührt mein Dank meinen Freunden und all jenen, die mir nahe stehen und mich stets unterstützten.

Teile der Forschungstätigkeiten für die vorliegende Arbeit wurden im Rahmen des *arsenal research* – Eigenforschungsprojekt „Dynamische Eigenschaften von Baumaterialien“, Fund Nr. 2.05.00187.4.0, sowie des EU-Forschungsprojektes FP6 Integrated Project, „LESSLOSS – Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides, SP5 In-Situ assessment, monitoring and typification“, durchgeführt.

Kurzfassung

Diese Arbeit beschreibt die Evaluierung der Erdbebensicherheit von maßgeblichen unbewehrten Mauerwerkshochbauten für das Katastrophenmanagement. Einleitend wird ein Überblick über die geschichtliche Entwicklung des Materials und deren verschiedenen Anwendungsgebieten gegeben.

Für die Beurteilung der Tragsicherheit eines Bauwerks ist es notwendig sowohl die Materialeigenschaften, als auch das Materialverhalten gegenüber verschiedenen Einwirkungen zu kennen. Um ein Makromodell (verschmiertes Modell) eines Materials erstellen zu können, werden hierzu die Formulierungen der klassischen Plastizitätstheorie angewendet. In Kapitel 2 dieser Arbeit werden die Grundlagen dieser Theorie erklärt, wobei die allgemeinen Formulierungen für den eindimensionalen sowie den mehrdimensionalen Spannungszustand beschrieben werden. Weiters ist eine ausführliche Literaturrecherche von vorhandenen Makromaterialmodellierungen für Mauerwerk geführt worden. Diese ist chronologisch nach deren Entwicklung in Kapitel 3 zusammengefasst. Kapitel 4 fokussiert sich auf das Makromaterialmodell nach *Ganz* [35], wobei dieses erklärt und erläutert wird. *Ganz* [35] beschreibt sein Materialgesetz mit verschiedenen Versagenskriterien, welche einzelne Fließflächen darstellen. Anschließend fügt er diese Fließflächen zu einem kombinierten Fließflächenmodell zusammen.

In der seismischen Beurteilung (Assessment) von maßgeblichen unbewehrten Mauerwerkshochbauten für das Katastrophenmanagement ist es erforderlich, alle Tragreserven des Materials auszuschöpfen. Mauerwerk besitzt eine, wenn auch im Vergleich zur Druckfestigkeit geringe, Zugfestigkeit. Das ursprüngliche Modell nach *Ganz* [35] wird in Kapitel 5 um die Fähigkeit der Aufnahme von Zugkräften erweitert und modifiziert. Somit ist eine neue Makromodellierung für unbewehrtes Mauerwerk in dieser Arbeit entstanden, wobei diese ebenfalls mit einer kombinierten Fließfläche beschrieben wird.

Im nächsten Schritt werden in Kapitel 6 die Materialeigenschaften und Materialkenndaten von verschiedenen Forschungsarbeiten analysiert und präsentiert. Das neue Materialmodell wird in das Finite Elemente Programm ANSYS implementiert, wobei die hierfür notwendigen theoretischen Formulierungen in Kapitel 5 und Kapitel 7 beschrieben werden. Das implementierte Programm ist in der Lage, Mauerwerk auf seine Versagensarten zu analysieren und graphisch darzustellen. Das neue Materialmodell wird anhand von verschiedenen Laborversuchen verifiziert und auf seine

Richtigkeit in Kapitel 8 bestätigt. Kapitel 9 behandelt das seismische Assessment von Mauerwerkshochbauten, wobei hier die Methode der „quasi nichtlinearen“ Analyse eingeführt und präsentiert wird. Weiters wird hier auf potentielle Schwachstellen von unbewehrten Mauerwerkshochbauten gegenüber Erdbebenbeanspruchung sowie auf Verstärkungsmethoden eingegangen.

Kapitel 10 zeigt eine Anwendung der vorgestellten Methode, um das LKH Innsbruck auf seine Sicherheit gegenüber seismischen Einwirkungen zu analysieren. Um die dynamischen Eigenschaften des Bauwerks zu ermitteln, werden zunächst in-Situ Schwingungsversuche am Gebäude des LKH Innsbrucks durchgeführt. Die gewonnenen experimentellen Ergebnisse werden schließlich verwendet, um das numerische Finite Elemente Modell an die realen Gegebenheiten anzupassen. Die Analyse findet unter Verwendung des neuen Materialmodells statt, wobei die Effektivität des neu entwickelten Materialmodells präsentiert wird. Es ist damit möglich, komplexe Bauwerke zu analysieren und die Schäden nicht nur zu lokalisieren, sondern auch zu kategorisieren. Man kann mit diesem Modell einerseits gezielt abschätzen, welche Bauteile durch ein Erdbeben geschädigt werden und andererseits auch die für die Schädigung maßgebliche Versagensart identifizieren. Der Vorteil liegt beispielsweise in der gezielten Wahl der Verstärkungsmethode.

Im Anhang B dieser Arbeit werden die in Österreich gültigen Normen ÖNORM B4015 [90] und die Norm EN 1998-1 [87] für Erdbebeningenieurwesen erläutert. Insbesondere werden die in diesen Normen vorgeschlagenen Analysemethoden für Mauerwerksbauten vorgestellt.

Der Einfluss der Schlankheit von unbewehrten Mauerwerkswänden wird in Anhang C erklärt. Des weiteren wird der Einfluss von einachsig gespannten Holzdecken in Mauerwerksbauten, welche eine übliche Konstruktionsart für bestehende Gebäude darstellen mit der Gegenüberstellung von steifen, scheibenartigen Stahlbetondecken in Anhang D anhand eines Beispiels diskutiert.

Abstract

This thesis describes the seismic assessment of buildings of strategic importance (lifeline structures), consisting of unreinforced masonry. An overview of the historical development and the different fields of application of masonry is given in the introduction. It is necessary to have detailed knowledge about both the material parameters and the behavior of the material due to different excitations to perform structural assessment. To create a macromodel (smeared model) of a material, formulations according to the classical theory of plasticity are applied. Chapter 2 explains the general formulations of this theory in the one dimensional and multidimensional stress state. Furthermore a detailed literature review of existing macro models for masonry in form of a chronically summary is given in Chapter 3. Chapter 4 is focused on the macro material model of Ganz [35]. Ganz [35] has developed a material law based on different failure criteria, which are expressed as a proper combination of yielding surfaces.

In the seismic assessment of unreinforced masonry lifeline structures, it is necessary to use material strength reserves as far as possible. Compared to the compression strength, masonry exhibits rather low portions of tension strength. The original model by Ganz [35] is expanded in Chapter 5 to cover tension strength aspects. Therefore a new developed macro material model for unreinforced masonry is elaborated in this thesis, which consists of a modified combined yielding surface.

The material properties of different research works are presented in Chapter 6. The new material model is implemented into the Finite Element software ANSYS. The theory of this implementation is given in Chapter 5 and Chapter 7. To verify the new implemented material model, calculated results are compared to different laboratory experiments in Chapter 8. Chapter 9 deals with the seismic assessment of masonry structures, where the definition „quasi nonlinear“ is introduced and explained. Furthermore weak points in unreinforced masonry structures and retrofitting methods to strengthen masonry are presented.

The new material model was used in Chapter 10 to assess the structure of the hospital LKH Innsbruck on its safety due to seismic excitation. Therefore in-Situ vibration tests on the building of LKH Innsbruck are performed to evaluate the dynamic properties and behavior in advance. The experimental results are used to calibrate the numerical Finite Element model to the real condition of the structure in a model updating process. The effectiveness of the new model is shown in cases where it is possible to analyse a complex structure due to its failures. The cracks can not only be localised, but also the

type of failure can be identified. It is possible to prognosticate accurately, in which structural members cracks and the corresponding crack type will occur due to earthquake loading. Thus, choosing the best suitable method of retrofitting is supported efficiently.

Annex B in this thesis gives an introduction of the codes for earthquake engineering ÖNORM B4015 [90] (Austrian Seismic Code) and Eurocode EN 1998-1 [87]. Especially the proposed analysis methods for masonry structures are presented.

The influence of slenderness of unreinforced masonry walls is explained in Annex C. Finally Annex D discusses the influence of a fictive unreinforced masonry structure with a uni-axially spanned timber slab in comparison to a rigid reinforced concrete slab.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	4
Kurzfassung	6
Abstract	8
Inhaltsverzeichnis	10
Einführung	15
1.) Geschichtlicher Hintergrund des Mauerwerkbaus	17
2.) Grundlagen der Plastizitätstheorie	22
2.1.) Eindimensionaler Spannungszustand.....	22
2.2.) Mehrdimensionale Spannungszustände	22
2.2.1.) Fließfläche	24
2.2.2.) Fließpotential und Fließregel	25
2.2.3.) Ideal elastisch-plastische Werkstoffe.....	28
2.2.4.) Elastoplastische Werkstoffe mit Verfestigung	29
2.2.5.) Elastoplastische Spannungs-Verzerrungsbeziehungen, elastoplastischer Tangentenmodul	31
2.3.) Fehlerkriteriensflächen und Fließflächen	34
2.3.1.) Kriterium nach <i>von Mises</i>	34
2.3.2.) Kriterium nach <i>Drucker-Prager</i>	35
2.3.3.) Kriterium nach <i>Mohr-Coulomb</i>	36
3.) Materialmodelle für Mauerwerk	37
3.1.) Materialmodell nach Zelger (1967)	39
3.2.) Materialmodell nach Hendry und Sinha (1969).....	39
3.3.) Materialmodell nach Stafford-Smith und Carter (1971).....	40
3.4.) Materialmodell nach Mann und Müller (1973).....	40
3.5.) Materialmodell nach Yokel and Fattal (1976).....	42
3.6.) Materialmodell nach Hamid und Drysdale (1978).....	42
3.7.) Materialmodell nach Hegemier et al (1978)	42
3.8.) Materialmodell nach Page (1978)	43
3.9.) Materialmodell nach Schneider, Schnell und Manns et al. (1978).....	44
3.10.) Materialmodell nach Samarasinghe (1980)	44
3.11.) Materialmodell nach Bernadini, Modena und Vescovi (1982).....	45

3.12.) Materialmodell nach Dhanasekar (1982)	46
3.13.) Materialmodell nach Rivero und Phan (1984).....	46
3.14.) Materialmodell nach Ganz (1985).....	47
3.15.) Materialmodell nach Essawy und Drysdale (1986).....	47
3.16.) Materialmodell nach Qinglin und Wenzong (1986).....	47
3.17.) Vergleiche von Dialer (1990).....	48
3.18.) Materialmodell nach Vratsanou (1990)	48
3.19.) Materialmodell nach Seim (1994)	49
3.20.) Materialmodell nach Lourenço (1996).....	50
3.21.) Materialmodell nach Mojsilovic und Marti (1999).....	50
3.22.) Materialmodell nach Schermer (2003)	51
3.23.) Materialmodell nach Schlegel (2003).....	52
4.) Materialmodell nach Ganz.....	53
4.1.) Versagen der Steine.....	53
4.2.) Versagen der Lagerfugen.....	58
5.) Modifiziertes Materialmodell für Mauerwerk.....	63
5.1.) Modifikation 1 – Berücksichtigung der Zugfestigkeit in der Fließfläche f_1	63
5.2.) Modifikation 2 - Berücksichtigung der Zugfestigkeit in der Fließfläche f_3	65
5.3.) Modifikation 3 - Berücksichtigung der Zugfestigkeit in der Fließfläche f_5	68
5.4.) Modifikation 4 – Studie der Hypothesen „Drucker-Prager“ versus „Mohr-Coulomb“	70
5.5.) Modifikation 5 – Erweiterungen für eine Implementierung in das Finite Elemente Programm ANSYS.....	74
5.5.1.) Modifikation 5/a für das Modell ohne Zugfestigkeit	74
5.5.2.) Modifikation 5/b für das Modell mit Zugfestigkeit.....	82
5.6.) Fließfläche des neuen Modells	85
6.) Materialkennwerte des Mauerwerks	87
6.1.) Druckfestigkeit orthogonal zu den Lagerfugen: f_{cx}	87
6.2.) Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen: f_{cy}	89
6.3.) Zugfestigkeit orthogonal zu den Lagerfugen: f_{tx}	90
6.4.) Zugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen: f_{ty}	91
6.5.) Schubfestigkeit: τ_u ; Kohäsion - Anfangs Scherfestigkeit: c; Dilatanzwinkel: φ ..	93
6.6.) Elastizitätsmodul orthogonal zu den Lagerfugen: E_x	95

6.7.) Elastizitätsmodul parallel zu den Lagerfugen: E_y	95
7.) Implementierung des Materialmodells in das Finite Elemente- Programm ANSYS	97
7.1.) Teilprogramm 1	97
7.2.) Teilprogramm 2	98
7.3.) Teilprogramm 3	100
7.4.) Rechenkennwerte	103
7.5.) Quellcode	103
8.) Verifizierung des Materialmodells durch Vergleich von numerischen und experimentellen Ergebnissen.....	104
8.1.) Daten der verwendeten Materialien	104
8.1.1.) Steine	104
8.1.2.) Mörtel	106
8.1.3.) Wand.....	107
8.2.) Versuchsanordnung	108
8.3.) Berechnungsparameter des Finite Elemente Modells	109
8.4.) Ergebnisse der numerischen Simulation.....	110
8.4.1.) Versuch am Testobjekt K1	110
8.4.2.) Versuch am Testobjekt K3.....	116
8.4.3.) Versuch am Testobjekt K4.....	122
8.4.4.) Versuch am Testobjekt K6.....	128
8.4.5.) Versuch am Testobjekt K7.....	134
8.4.6.) Versuch am Testobjekt K8.....	140
8.4.7.) Versuch am Testobjekt K10.....	146
8.4.8.) Versuch am Testobjekt K11.....	152
8.4.9.) Versuch am Testobjekt K12.....	158
8.5.) Zusammenfassung der Ergebnisse	164
9.) Seismisches Assessment von Mauerwerkshochbauten.....	165
9.1.) Diskussion zu Sicherheitsniveaus, Duktilität, plastische Verformbarkeit und Nichtlinearität.....	165
9.2.) Konstruktionsregeln und Schwachstellen von Mauerwerkshochbauten unter Erdbebenbelastungen	171
9.2.1.) Unbewehrtes Mauerwerk.....	171
9.2.2.) Holzgeschoßdecken und weiche Geschoßdecken.....	176

9.2.3.) Weiche Geschöße	179
9.2.4.) Kurze Stützen	180
10.) Seismisches Assessment vom LKH Innsbruck – Gebäude für interne Medizin	184
10.1.) Objekterklärung	184
10.2.) Versuchsanordnung	185
10.3.) Ergebnisse der in-Situ Messungen, Eigenfrequenzen, Eigenformen	186
10.4.) Numerisches Modell für eine Finite Elemente Berechnung	188
10.4.1.) Eingangswerte für die Berechnung - Decken	189
10.4.2.) Eingangswerte für die Berechnung - Wände	190
10.4.3.) Eingangswerte für die Berechnung - Baugrund.....	195
10.5.) Modale Analyse	196
10.6.) Erdbebenberechnung	198
10.7.) Rissidentifikation mit Hilfe des neuen Materialmodells	199
Abbildungsverzeichnis	203
Tabellenverzeichnis	212
Literaturverzeichnis	213
Anhang A.) Einachsige Materialgesetze - Ideal elastisch-plastisches Modell	227
Anhang B.) Erdbebenberechnung für Mauerwerk nach den Normen ÖNORM B4015 und EN 1998-1	232
B.1.) Bemessung nach der ÖNORM B4015.....	232
B.1.1.) Allgemeines	232
B.1.2.) Erdbebenzonen	232
B.1.3.) Bauwerks-Bewertungsfaktor, Sicherheitsklassen, Schwingungsanfälligkeitsklassen, Erforderliche Nachweise	233
B.1.4.) Elastisches Antwortspektrum	234
B.1.5.) Erdbebenkraft.....	236
B.1.6.) Besondere Regeln für Mauerwerksbauten.....	237
B.2.) Bemessung nach der EN 1998-1.....	239
B.2.1.) Allgemeines	239
B.2.2.) Erdbebenzonen	239
B.2.3.) Bauwerksbedeutung.....	239
B.2.4.) Antwortspektrum	240

B.2.5.) Erdbebenkraft.....	242
B.2.6.) Besondere Regeln für Mauerwerksbauten.....	244
Anhang C.) Numerisches Beispiel für den Einfluss der Schlankheit der Wände	247
C.1.) Allgemeines	247
C.2.) Modale Analyse	248
C.3.) Erdbebenanalyse.....	251
C.4.) Risskriterien	253
C.5.) Resümee	254
Anhang D.) Numerisches Beispiel für den Einfluss von weichen Geschoßdecken.....	255
D.1.) Analyse unter Berücksichtigung von Holztramdecken	256
D.1.1.) Allgemeines.....	256
D.1.2.) Statischer Lastfall.....	257
D.1.3.) Modale Analyse.....	258
D.1.4.) Erdbebenanalyse	259
D.1.5.) Risskriterien mit Berücksichtigung der Zugfestigkeit	260
D.1.6.) Risskriterien ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit	264
D.2.) Analyse mit Berücksichtigung von Stahlbetondecken	268
D.2.1.) Allgemeines.....	268
D.2.2.) Statischer Lastfall	268
D.2.3.) Modale Analyse.....	269
D.2.4.) Erdbebenanalyse	269
D.2.5.) Risskriterien mit Berücksichtigung der Zugfestigkeit	270
D.2.6.) Risskriterien ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit	275
D.3.) Resümee	279
Anhang E. Sourcecode	280
Curriculum Vitae.....	286

Einführung

Es ist den Ingenieuren und Forschern dieser Welt immer schon ein Anliegen gewesen, Bauten standsicher gegen verschiedenste Belastungen zu entwerfen und zu konstruieren. Neben den statischen Belastungen, welche unter dem Einfluss von Eigengewicht und Nutzlast entstehen, werden Gebäude auch von dynamischen Belastungen wie Wind- oder Erdbebenbelastungen heimgesucht. Zu den dynamischen Einwirkungen zählen natürlich auch Schockbelastungen, welche durch eine Windböe oder eine Explosion verursacht werden können. Um ein Gebäude widerstandsfähig und stabil gegen all diese Einwirkungen zu planen, ist es natürlich wichtig, die genaue Art und Wirkungsweise der Belastung auf der einen Seite und das exakte Materialverhalten der einzelnen Bauteile auf der anderen Seite zu kennen. Diese Arbeit konzentriert sich auf das Baumaterial des unbewehrten Ziegelmauerwerks.

Gerade in letzter Vergangenheit ist es auf tragische Art und Weise bekannt geworden, dass Mauerwerksbauten sehr verletzlich gegen dynamische oder zyklische Belastungen sind, insbesondere im Falle des Lastfalles Erdbeben.

Als Beispiel sei das Erdbeben von Bam, Iran am 26. Dezember, 2003 genannt, bei dem ~35.000 Menschen ums Leben kamen, ~30.000 verletzt wurden und ~45.000 obdachlos geworden sind [64]. Hierbei bestand der maßgebliche Anteil der Gebäude aus Mauerwerksbauten geringer Qualität. Da die meisten historischen Bauten in Europa und der restlichen Welt aus Mauerwerk bestehen, ist es von außerordentlicher Bedeutung diese Bauten für die Nachwelt zu erhalten und wenn notwendig zu verstärken. Das Material ist schon im Mittelalter sehr häufig eingesetzt worden und entfaltete sich während der Gründerzeit, Ende 19. Jahrhundert bis Anfang 20. Jahrhundert, zur Hochblüte. Deshalb ist es neben dem Entwurf von neuen Mauerwerksbauten und deren Belastbarkeit gegenüber einem Erdbeben auch sehr wichtig, bestehende Gebäude zu beurteilen und deren Tragwiderstand bzw. Sicherheit festzustellen. Es ist für den Ingenieur notwendig, das Tragverhalten von Mauerwerksbauten genauestens zu untersuchen um eine Vorhersage treffen zu können, inwieweit ein Gebäude einem Erdbeben standhalten kann.

Um eine richtige Beurteilung zu leisten, ist es im Vorfeld aller Untersuchungen wichtig die Materialeigenschaften des Mauerwerks genau zu kennen. Da Mauerwerk ein hochgradig nichtlineares, wenig duktiles, sprödes Materialverhalten aufweist und nur geringe Zugfestigkeit besitzt, bietet es einem Erdbeben keinen großen Widerstand. Hinzu kommt, dass Mauerwerksbauten durch Erdbeben sehr verletzbar sind, weil

Mauerwerkswände durch Ihre hohe Steifigkeit Erdbebenkräfte regelrecht „anziehen“. Mit den vorgeschlagenen Bemessungsverfahren für Mauerwerksbauten nach den derzeit gültigen Normen gelingt es selten auch bei relativ geringer Erdbebeneinwirkung genügendes Tragverhalten nachzuweisen. Eine wirklichkeitsnähere Betrachtung des Baustoffes zeigt jedoch, dass das Material, wenn auch nur im Verhältnis zur Druckfestigkeit, geringe Reserven durch eine vorhandene Zugfestigkeit besitzt. In dieser Arbeit wurde das ursprüngliche Materialmodell von *Ganz* [35] um diese Zugfestigkeit erweitert. Motivation dieser Erweiterung ist eine verbesserte Modellierung des Materials mit der Einschließung vorhandener Tragreserven. Es ist somit möglich Nachweise zu führen, die mit den konventionellen Methoden als unmöglich galten, ohne dabei die Sicherheit herabzusetzen.

Um das Verhalten numerisch simulieren zu können, wurden in den letzten Jahren zahlreiche Forschungsarbeiten verfasst, welche das lineare und nichtlineare Verhalten auf der Mikro- oder Makroebene beschreiben.

1.) Geschichtlicher Hintergrund des Mauerwerkbaus

Bereits seit der Frühgeschichte der Menschheit werden Steine zum Bauen verwendet [54].

Die ersten sicher nachweisbaren Bauwerke aus bearbeiteten Natursteinen stammen aus der Zeit 9000-8000 Jahren v. Chr. [123] aus dem Umfeld des Hullen See in Israel. Hierbei sind vor allem alte Steinhütten (siehe Bild 1) Relikte aus dieser Zeit.



Bild 1: Stein Hütte, entnommen aus [123]

Die bis heute erhaltenen Monumente damaliger Zeit sind zum einen die allseits bekannten Pyramiden der Ägypter und der Azteken und zum anderen die in vielen Teilen der Welt anzutreffenden Megalithbauten wie die "Hühnengräber"-Dolmen der Jungsteinzeit in Deutschland oder zu Kultzwecken die "Henges"-Steinkreise wie beispielsweise Stonehenge bei Salisbury in Südengland oder die zahlreichen imposanten erhaltenen Bauwerke aus Zyklopenmauerwerk im alten Griechenland.

In den tonreichen Flußauen des Niltales begannen die Menschen noch erheblich früher mit Hilfe von Formen künstliche Mauersteine aus Lehm herzustellen, die durch Untermischen von Strohhäcksel und Kamelmist verfestigt wurden. Diese Technik dürfte rund 15000 Jahre alt sein. Ein bedeutender Entwicklungssprung trat durch die "Erfindung" des gebrannten Ziegels ein. Man ist heute sicher, dass bereits um 4000 v.Chr. in Mesopotamien gebrannte Ziegel bekannt waren und dass es um 3000 v. Chr. möglich war, Ziegel in verschiedenen Färbungen herzustellen.

Eines der bekanntesten Ziegelbauwerke der Frühzeit ist der Turm von Babylon (Babel), dessen Geschichte bis 2000 v.Chr. zurückreicht (siehe Bild 2).



Bild 2: Ziegelöfen beim Bau des Turmes von Babylon, entnommen aus [54]

Auch die Griechen haben Ziegelsteine für Ihre Bauwerke bereits in der Vergangenheit genutzt [93]. In Griechenland begann man zum ersten Mal in der Geschichte Maueröffnungen über mehrere Meter herzustellen. Ein Beispiel hierfür ist das 1300 v. Chr. erbaute Löwentor in Mycenae mit einer lichten Spannweite von etwa 3m (siehe Bild 3). Dieses Tor wurde allerdings mit Natursteinen hergestellt.

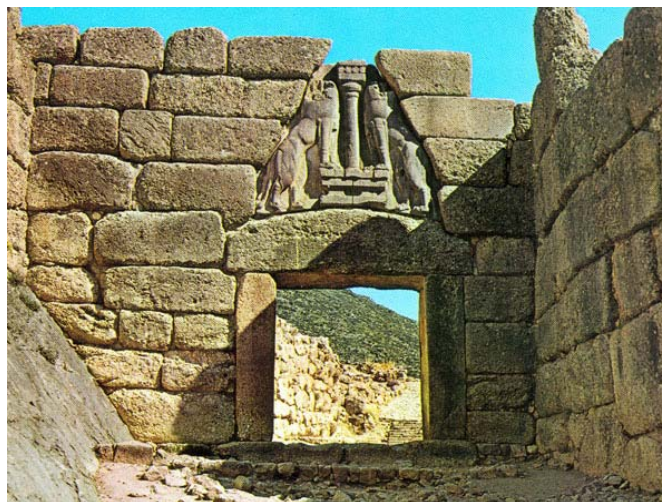


Bild 3: Löwentor in Mycenae, entnommen aus [123]

Die Römer [93] haben einen bedeutenden Schritt im Mauerwerksbau vollbracht. Im Vergleich zu den Griechen haben sie aus Mauersteinen nicht nur Tempel und Amphitheatern, sondern auch Straßen, Brücken, Aquädukte und Hafenanlagen gebaut. Die Römer führten auch neue Verfahren ein, um die Qualität der Steine zu verbessern.

Außerdem wird auch die Erfindung des Mörtels „pulvis puteolanus“ aus Sand, Kalk und spezielle vulkanische Sande (Pozzolane) den Römern zugeschrieben. Durch das Mischen von Mörtel mit Ziegelbruchstücken oder Schutt, wurde der Römische Beton „opus caementitium“ erfunden. Neue Verbandarten, welche billiger und ökonomischer waren als die bis dato verwendete Verfahren namens „opus quadratum“, wurden entwickelt. Die neue Verbandart wurde „opus mixtum“ genannt [141] und [142], und inkludiert auch gebrannte Steine (siehe Bild 4).

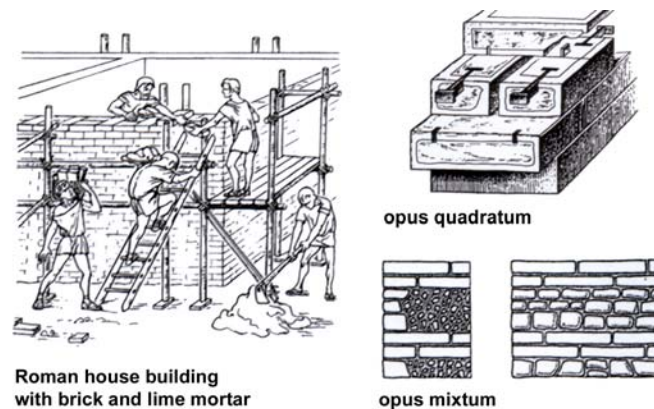


Bild 4: Römische Mauertechniken, entnommen aus [142]

Bis in die Neuzeit wurden wichtige Gebäude - Burgen, Klöster oder Kirchen - überwiegend mit Mauerwerk aus Naturstein oder künstlichen Ziegeln errichtet, während der überwiegende Teil der Wohnbebauung auf Holz- und Fachwerkkonstruktionen beschränkt war. Verheerende Brände führten schließlich zu der Einsicht, dass Häuser aus Stein in punkto Sicherheit und Langlebigkeit auch bei wirtschaftlicher Betrachtung von Vorteil sind.

Das imposanteste Bauwerk aus Mauerwerk ist die Chinesische Mauer (chinesisch: 万里长城 Wànlǐ Chángchéng) mit 6350 Kilometern Länge (Hauptmauer 2400 km), welche bis heute das größte Bauwerk der Welt darstellt [56]. Dabei besteht die Mauer aus einem System mehrerer teilweise auch nicht miteinander verbundener Abschnitte unterschiedlichen Alters und unterschiedlicher Bauweise.



Bild 5: Chinesische Mauer, entnommen aus [56]

Erste mauerartige Grenzbefestigungen entstanden wahrscheinlich in der zweiten Hälfte des 5. Jahrhunderts v. Chr. in der Zeit der Streitenden Reiche als Schutz gegen die sich unter einander befeindeter Völker. Diese einzelnen Mauerabschnitte bestanden aus festgeklopftem Lehm, der zur besseren Haltbarkeit mit Stroh- und Reisigschichten vermischt wurde.

214 v. Chr. ließ der erste chinesische Kaiser, Qin Shi Huang Di, Schutzwälle errichten, die das chinesische Kaiserreich nach der Expansion über den Gelben Fluss gegen die Völker aus dem Norden, vor allem die Xiongnu, schützen sollte. Im Unterschied zu schon vorhandenen alten Mauerresten wurde die Mauer nicht in den Tälern, sondern unterhalb der Kammlinie der Gebirge an den Nordabhängen errichtet. Sie bestand wegen des Fehlens von Lehm zu großen Teilen aus aufeinander geschichteten Natursteinplatten.

Seitdem wurde die Mauer immer wieder aus- und umgebaut. Die heute bekannte Form erhielt sie in der Zeit der Ming-Dynastie, der letzten großen Ausbauphase. 1493 begann der Bau der Ming-Mauer, die dem Schutz gegen die Mongolen dienen sollte. Ihr Verlauf folgte den Bergkämmen; eine besonders aufwendige und teure Bauweise. Sie wurde weitgehend aus gebrannten Steinen und zum Teil auch aus Natursteinen errichtet. Der verwendete Mörtel bestand aus gebranntem Kalk und Klebreis. Das Innere des Mauerwerks verfüllte man mit Lehm, Sand und Schotter. Die Maße der Mauer sind recht unterschiedlich; im Gebiet von Peking sind 8 bis 10 m an der Basis und 4 bis 8 m auf der Krone sowie eine Höhe von 6 bis 9 m üblich. Im Abstand von einigen hundert Metern wurden ungefähr 12 m hohe Türme errichtet, die als Waffenlager und Signaltürme dienten. Daneben boten sie bei Angriffen Schutz für die Verteidiger. Es wird geschätzt, dass bis zu 25.000 solcher Türme in der Mauer integriert waren und dass 15.000 weitere Signaltürme die Kommunikation mit der Hauptstadt sichern sollten. Reste von

Signaltürmen wurden noch bei Kashgar gefunden, der alten Handelsstadt in Chinas äußerstem Westen.

Erst nach der Erfindung von mechanischen Aufbereitungshilfen und Formpressen für Ton in der Mitte des 19. Jahrhunderts wurde der Ziegel zum Massenprodukt und auch für den normalen Bürger zum Errichten der Häuser erschwinglich. (Wichtige Erfindungen der Ziegel-Verfahrenstechnik: *Ziegelmaschinen Doolittle 1819; Delamoriniere 1824; Strangpresse Schlickeysen 1854; Hoffmann'scher Ringofen 1858.*)

Mit der Erfindung des Portlandzementes und den zugehörigen Grundlagenkenntnissen über die hydraulischen Bindemittel gegen Ende des 19. Jahrhunderts war es auch möglich, Mauersteine aus kalk- oder zementgebundenen Massen herzustellen, aus denen sich die heute bekannten Kalksandsteine, Porenbetonsteine oder die - durch Einsatz spezieller Zuschläge veredelten - Betonsteine entwickelt haben.

Erst seit Ende der 40er Jahre wird das Augenmerk in Deutschland und Österreich zunehmend auch auf die bauphysikalischen Eigenschaften des Mauerwerks gelegt. Die Einsicht, Gebäude wärmedämmend, brandsicher und schallschützend herstellen zu wollen und dabei Standsicherheit und Langlebigkeit zu gewährleisten, führte zur Entwicklung der modernen Mauerwerksbaustoffe mit ihren vielseitigen Eigenschaften.

Heute wird Mauerwerk überwiegend zur Errichtung von Wänden und Pfeilern in Gebäuden verwendet. Dass aus vergleichbaren Produkten inzwischen auch Deckenelemente, Pflastersteine oder Schalsteine hergestellt werden, sei nur am Rande erwähnt. Die handwerkstechnische Herstellung von konstruktiven Elementen wie Kappen, Bögen oder Gewölben aus Mauerwerk spielt praktisch nur noch bei der Restauration eine Rolle.

Mauerwerk und Beton werden als "massive" Baustoffe bezeichnet, die sich in einigen wesentlichen Merkmalen wie Masse und Volumen von den Leichtbaustoffen und -konstruktionen (Stahl, Stahl-Verbund, Holz, Holzskelett, Aluminium, Fachwerkständer etc.) unterscheiden. Neben der eigentlichen Mauerwerksbauweise, bei der das Tragwerk aus Mauerwerk besteht, zählt auch die Stahlbeton-Skelettbauweise mit Ausfachungen aus Mauerwerk zur Massivbauweise.

2.) Grundlagen der Plastizitätstheorie

2.1.) Eindimensionaler Spannungszustand

Der Spezialfall des eindimensionalen elastisch-plastischen Körpers wird im Anhang A behandelt.

2.2.) Mehrdimensionale Spannungszustände

In mehrachsigen Spannungszuständen wird die Fließgrenze durch eine Fließfläche im Spannungsraum beschrieben [51], die den elastischen Bereich umschließt. Ein Spannungsvektor kann entweder innerhalb (elastisch) oder auf der Fließfläche (plastisch) liegen. Wenn die plastischen Deformationen isotrop sind, kann diese Fließfläche nur von den Invarianten des Spannungstensors abhängen. Die Hauptnormalspannungen sind Lösungen der kubischen Gleichung

$$\left| \sigma_{ij} - \sigma \delta_{ij} \right| = \begin{vmatrix} \sigma_{11} - \sigma & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma \end{vmatrix} = -\sigma^3 + I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma + I_3 = 0, \quad (1)$$

mit den Invarianten

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z, \quad (2)$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{13} \\ \sigma_{31} & \sigma_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} \end{vmatrix} = \quad (3)$$
$$= \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_z & \tau_{zy} \\ \tau_{yz} & \sigma_y \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{zx} & \sigma_z \end{vmatrix}$$

und

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}. \quad (4)$$

Ausgedrückt durch die Komponenten des Hauptspannungstensors ergeben sich die Invarianten zu

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad (5)$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1, \quad (6)$$

und

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3.$$

Der hydrostatische Spannungsanteil ist durch

$$\sigma_0 = \frac{1}{3}I_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (7)$$

definiert. Die erste Invariante $I_1 = 3\sigma_0$ hat keinen Einfluss auf das Fließen von isotropen beispielsweise metallischen Werkstoffen, da der Einfluss der hydrostatischen Spannungskomponente auf das Fließen vernachlässigt wird. Deswegen kann die Fließfläche mit den deviatorischen Invarianten definiert werden. Jedoch muss I_1 in orthotropen Materialien wie Ziegelmauerwerk berücksichtigt werden. Der Tensor

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0\delta_{ij} \quad (8)$$

gibt die Abweichung des Spannungszustandes von den mittleren (hydrostatischen) Spannungen σ_0 an. Die Invarianten des deviatorischen Spannungstensors ergeben sich analog den Invarianten des Spannungszustandes aus der Determinantenbeziehung

$$\left| \sigma'_{ij} - \sigma_0\delta_{ij} \right| = \begin{vmatrix} \sigma'_{11} - \sigma_0 & \sigma'_{12} & \sigma'_{13} \\ \sigma'_{21} & \sigma'_{22} - \sigma_0 & \sigma'_{23} \\ \sigma'_{31} & \sigma'_{32} & \sigma'_{33} - \sigma_0 \end{vmatrix} = -\sigma_0^3 + J_1\sigma_0^2 + J_2\sigma_0 + J_3 = 0. \quad (9)$$

Die Invarianten ergeben sich zu

$$J_1 = \sigma'_{ij} = \sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33} = (\sigma_{11} - \sigma_0) + (\sigma_{22} - \sigma_0) + (\sigma_{33} - \sigma_0) = 0, \quad (10)$$

$$\begin{aligned} J_2 &= \frac{1}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ji} = \frac{1}{2} (\sigma'_{11}{}^2 + \sigma'_{22}{}^2 + \sigma'_{33}{}^2 + \sigma'_{12} \sigma'_{21} + \sigma'_{21} \sigma'_{12} + \dots) = \frac{1}{2} (\sigma_1'^2 + \sigma_2'^2 + \sigma_3'^2) = \\ &= \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = \\ &= \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}{}^2 + \tau_{yz}{}^2 + \tau_{zx}{}^2, \end{aligned} \quad (11)$$

und

$$J_3 = \frac{1}{3} \sigma'_{ij} \sigma'_{jk} \sigma'_{ki} = \begin{vmatrix} \sigma'_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_z \end{vmatrix} = \sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3. \quad (12)$$

2.2.1.) Fließfläche

Die Fließfläche im mehrachsigen Spannungsraum besitzt somit die allgemeine Form

$$f(\sigma_{ij}, T, \xi_k) = f(J_1, J_2, J_3, T, \xi_k) = 0. \quad (13)$$

Hierbei sind die Größen T die Temperatur, und ξ_k stellen die Innere Variable als Skalar oder Tensor dar.

Im einfachsten Fall ist f nur eine Funktion der Spannungen. Hängt sie auch von inneren Variablen ab, so beschreiben diese das Ver- oder Entfestigungsverhalten des Werkstoffes.

Man unterscheidet zwischen folgenden Fällen:

$$1) \quad f = 0, \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad (14)$$

Belastung in den plastischen Bereich, das Material verformt sich plastisch, $\dot{\xi}_k \neq 0$.

$$2) \quad f = 0, \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \quad (15)$$

Entlastung in den elastischen Bereich, das Material verformt sich elastisch, $\dot{\xi}_k = 0$.

$$3) \quad f = 0, \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0 \quad (16)$$

neutrale Belastung entlang der Fließfläche, $\dot{\xi}_k = 0$.

$$4) \quad f < 0 \quad (17)$$

Elastische Verformung innerhalb der Fließfläche, $\dot{\xi}_k = 0$.

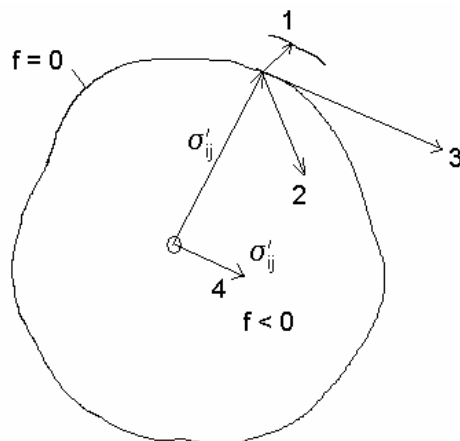


Bild 6: Vier Fallunterscheidungen für die Richtung der Belastung

2.2.2.) Fließpotential und Fließregel

Der 2. Hauptsatz der Thermodynamik verlangt, dass die dissipierte Leistung nicht negativ werden kann. Dies bedeutet, dass bei plastischen Verzerrungen der Vorgang irreversibel ist und die dabei entstandene mechanische Energie in Wärmeenergie umgewandelt wird, wobei folgende Bedingung,

$$\dot{D} = \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^P \geq 0 \quad (18)$$

gilt.

Bei plastischen Deformationen hängen die Verzerrungen von der Belastungsgeschichte (Spannungsgeschichte, Temperaturgeschichte) ab. Deswegen ist eine Versagensweise erforderlich, die die Geschichte berücksichtigt. Die mathematische Konsequenz daraus ist die Berücksichtigung von Evolutionsgleichungen. Die Verzerrungsinkremente werden in elastische und plastische Teile zu

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (19)$$

getrennt.

Eine hinreichende Bedingung zur Erfüllung des 2. Hauptsatzes der Thermodynamik ist die Annahme einer konvexen Funktion $g(\sigma_{ij})$, welche auch als plastisches Potential bezeichnet wird. Dies bedeutet, dass die Fließfläche niemals konkave Flächenteile aufweisen darf. Hierbei ist

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (20)$$

in welchem $\dot{\lambda} \geq 0$ der plastische Multiplikator ist, und $\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$ den Gradient (in Richtung des plastischen Flusses) darstellt.

Im Falle der Annahme von $f = g$ spricht man von der assoziierten Plastizität.

Damit können die Be- und Entlastungsbedingungen auch laut den Bedingungen von *Kuhn-Tucker*,

$$f \leq 0; \quad \dot{\lambda} \geq 0; \quad \dot{\lambda} f = 0, \quad (21)$$

angeschrieben werden, welche auch die Konsistenzbedingung,

$$\dot{\lambda} \cdot \dot{f} = 0 \quad (22)$$

erfüllt.

Des Weiteren wird das *Drucker'sche* Stabilitätspostulat eingeführt, welches folgendes aussagt:

Überlagert man einem beliebigen Spannungszustand einen Spannungszyklus $+d\sigma$ oder $-d\sigma$, so darf für einen stabilen Werkstoff die verrichtete Arbeit nicht negativ sein. Somit muß die Bedingung

$$\dot{\sigma}_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^p \geq 0, \quad (23)$$

erfüllt werden.

Für ein verfestigendes Material ist diese Bedingung erfüllt, bei ideal plastischen Verhalten ($\dot{\sigma}_{ij} = 0$) und bei rein elastischer Verformung ($\dot{\varepsilon}_{ij}^p = 0$) gilt das Gleichheitszeichen. Bei Entfestigung wird die Bedingung verletzt. Solche Zustände sind instabil unter spannungskontrollierter Belastung.

Zwei Konsequenzen ergeben sich aus der *Drucker'schen* Definition weiters:

- 1) Damit alle zulässigen Spannungen auf einer Seite der Tangente an der Fließfläche liegen, muss die Fließfläche somit überall eine konvexe Form aufweisen und darf niemals konkav werden.
- 2) Die Richtung von $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ entspricht der Richtung des Gradienten von f im Spannungsraum. Das bedeutet, dass f ein plastisches Potential ist. Daraus folgt die spezielle Form der Fließregel, welche auch als *Prandtl – Reuss'sche –* Normalenregel oder assoziierte Fließregel (Assoziation von $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ mit f) bezeichnet wird.

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (24)$$

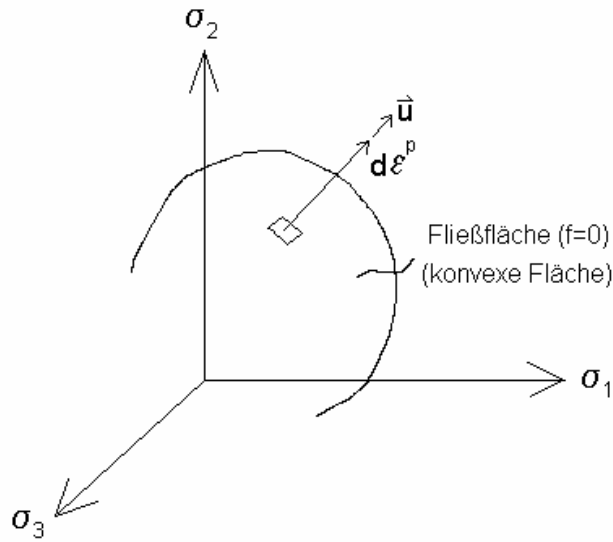


Bild 7: Darstellung von $\dot{\epsilon}_{ij}^p \perp f$

Für assoziierte Plastizität gilt: $\dot{\epsilon}_{ij}^p \parallel \vec{n}$

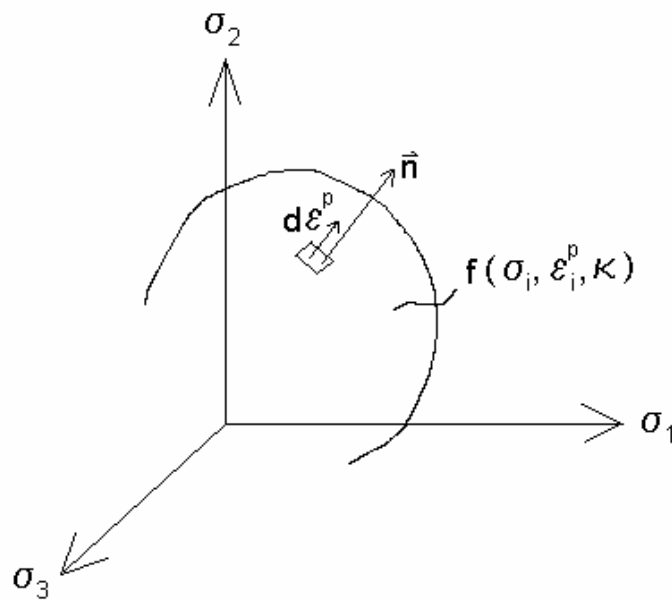


Bild 8: Assoziierte Plastizität

2.2.3.) Ideal elastisch-plastische Werkstoffe

In diesem Fall sind Hypothesen von *Tresca* oder *V.Mises-Huber-Hencky* aufgestellt worden.

Die hier allgemeine Form der Fließbedingung lautet

$$f = f(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad \text{oder} \quad f = \sigma_e - \sigma_F = 0 \Rightarrow \sigma_e = \sigma_F, \quad (25)$$

wobei k eine Materialkonstante (z.B. $\sigma_F; \tau_F; \dots$ etc.), σ_F die Fließspannung unter einachsiger Beanspruchung und σ_e die effektive Vergleichsspannung darstellt.

Es wird zwischen zwei Fällen unterschieden:

$$f = 0, \quad \dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} = 0, \quad \dots \text{Belastung in den plastischen Bereich} \quad (26)$$

$$f = 0, \quad \dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} < 0, \quad \dots \text{Entlastung in den elastischen Bereich} \quad (27)$$

2.2.4.) Elastoplastische Werkstoffe mit Verfestigung

Das Verfestigungsgesetz in allgemeiner Form lautet:

$$\dot{\xi}_k = g_k(\sigma_{ij}, T, \xi_k) = \lambda \bar{g}_k \quad (28)$$

Bei assoziierter Verfestigung gilt:

$$\dot{\xi}_k = \lambda \frac{\partial f}{\partial \xi_k} = \lambda \bar{g}_k \quad \dots \dots \dots \left(\frac{\partial f}{\partial \xi_k} = \bar{g}_k \right) \quad (29)$$

Der plastische Multiplikator λ errechnet sich aus der Konsistenzbedingung (22) und dem Verfestigungsgesetz (28),

$$\dot{f} = 0: \quad \dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \xi_k} \dot{\xi}_k = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \xi_k} \lambda \bar{g}_k = 0 \quad (30)$$

$$\Rightarrow \dot{\lambda} = \frac{1}{h} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} \quad (31)$$

in welchem h der Verfestigungskoeffizient ist und folgendes gilt:

$h > 0$ Verfestigung; $h = 0$ Ideal elastisch-plastisch; $h < 0$... Entfestigung.

$$h = - \frac{\partial f}{\partial \xi_k} \bar{g}_k \quad (32)$$

Isotrope Verfestigung:

Als isotrope Verfestigung bezeichnet man eine Erhöhung der Fließgrenze, die unabhängig von der Richtung des Spannungsvektors ist (isotrop). Dies ist ein irreversibler Vorgang, der durch entgegengesetzt plastische Verformungen nicht rückgängig gemacht werden kann.

Die hier allgemeine Form der Fließbedingung lautet:

$$f = f(\sigma_{ij}, \xi_k) = f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^P, \kappa) = 0 \quad (33)$$

Hierbei sind die inneren Variablen

$$\xi_1 = \varepsilon_{ij}^P \quad , \quad \xi_2 = \kappa(\varepsilon_{ij}^P) \quad (34)$$

und der Verfestigungsparameter

$$\kappa = \kappa(\varepsilon_{ij}^P) \geq 0 . \quad (35)$$

Kinematische Verfestigung:

Wie bereits erwähnt sind plastischen Materialien zwar nicht von der Zeit, aber von der Belastungsgeschichte abhängig. Bei plastischen Materialien tritt der Effekt ein, dass sich ein Punkt auf einer Vorbelastung, welche die Fließgrenze übersteigt, an einem anderen Ort befindet als bei einem Körper, der noch nie einer mechanischen Belastung ausgesetzt war. Es tritt eine plastische und somit bleibende Deformation ein. Bei Materialien mit kinematischer Verfestigung tritt weiters noch der Effekt ein, dass eine vorangegangene Zugbeanspruchung eine Verringerung der Fließgrenze bei späteren

Druckuntersuchungen zur Folge hat und umgekehrt. Dieses Phänomen wird als Bauschinger – Effekt oder als plastische Hysterese bezeichnet.

2.2.5.) Elastoplastische Spannungs-Verzerrungsbeziehungen, elastoplastischer Tangentenmodul

Dieses Kapitel befasst sich mit dem elastoplastischen Tangentenmodul für Materialien mit

$$f(\sigma_{ij}, \xi_k) = 0, \quad (36)$$

und assoziierter Fließregel.

Die elastischen Verzerrungen sind über das verallgemeinerte Hooke'sche Gesetz mit den Spannungen verknüpft:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \dot{\varepsilon}_{ij} - \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (37)$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}^e = C_{ijkl} (\dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\varepsilon}_{kl}^p) \quad (38)$$

Durch das Einsetzen der Fließregel Gleichung (20) in (38) erhält man:

$$\dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \left(\dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \right) \quad (39)$$

Aus Gleichung (23) und (39) kann die Fließregel in Form von

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \xi_k} \dot{\xi}_k = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} C_{ijkl} \left(\dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \right) + \frac{\partial f}{\partial \xi_k} \dot{\lambda} \bar{g}_k = 0 \quad (40)$$

oder auch

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{ij}} \dot{\varepsilon}_{ij}^p + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \dot{\kappa} = 0 \quad (41)$$

angeschrieben werden.

Setzt man Gleichung (35), ein, kann der Term $\frac{\partial f}{\partial \kappa} \dot{\kappa}$ durch

$$\frac{\partial f}{\partial \kappa} \dot{\kappa} = \frac{\partial f}{\partial \kappa} \cdot \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (42)$$

ersetzt werden.

Berücksichtigung von Gleichung (20) führt weiters auf folgende Form:

$$\frac{\partial f}{\partial \kappa} \dot{\kappa} = \frac{\partial f}{\partial \kappa} \cdot \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \dot{\varepsilon}_{ij}^p = \frac{\partial f}{\partial \kappa} \cdot \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (43)$$

Mit Gleichung (20), (39), (41) und (43) wird

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} C_{ijkl} (\dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}}) + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} = 0. \quad (44)$$

Daraus errechnet sich der plastische Multiplikator $\dot{\lambda}$,

$$\dot{\lambda} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} C_{ijkl} \cdot \dot{\varepsilon}_{kl}}{h + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} C_{mnpq} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}}} \quad (45)$$

mit dem Verfestigungskoeffizienten

$$h = - \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}. \quad (46)$$

Für ideale Plastizität gilt: $f(\sigma_{ij}) = 0 \rightarrow h = 0$.

Weiters wird der elastoplastische Modul durch Einsetzen von Gleichung (20), in (45) ermittelt:

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{rs}} C_{rskl} \cdot \dot{\varepsilon}_{kl}}{h + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} C_{mnpq} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}}} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (47)$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}^{ep} \cdot \dot{\varepsilon}_{kl} = (C_{ijkl} + D_{ijkl}^p) \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (48)$$

Hier sind:

$$D_{ijkl}^{ep} = C_{ijkl} + D_{ijkl}^p = \text{Elastoplastizitätstensor}$$

$$C_{ijkl} = \text{Elastizitätstensor}$$

$$D_{ijkl}^p = \text{Plastizitätstensor}$$

Unter Annahme von (48) und Einsetzen von Gleichung (47) in (39), erhält man

$$D_{ijkl}^p = - \frac{C_{ijtu} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{rs}} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{tu}} C_{rskl}}{h + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} C_{mnpq} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}}} \quad (49)$$

oder durch

$$D_{ijkl}^{ep} = C_{ijkl} - \frac{C_{ijtu} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{rs}} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{tu}} C_{rskl}}{h + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} C_{mnpq} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}}}, \quad (50)$$

der elastoplastische Tangentenmodul.

2.3.) Fehlerkriteriensflächen und Fließflächen

Im Folgenden werden Fließflächen bzw. Fehlerkriterien vorgestellt, die in den weiteren Kapiteln verwendet werden.

2.3.1.) Kriterium nach *von Mises*

Die Fließfläche des *von Mises* Modell wird im Spannungsraum durch einen Kreiszyylinder mit der Achse in der hydrostatischen Achse beschrieben. Es sagt aus, dass das Fließen zum Zeitpunkt des Erreichens der Oktaederschubspannungen, den kritischen Fließspannungswert σ_F , eintritt.

Das Kriterium lautet:

$$f_{Mises}(J_2) = J_2 - \frac{1}{3}\sigma_F^2 = 0 \quad (51)$$

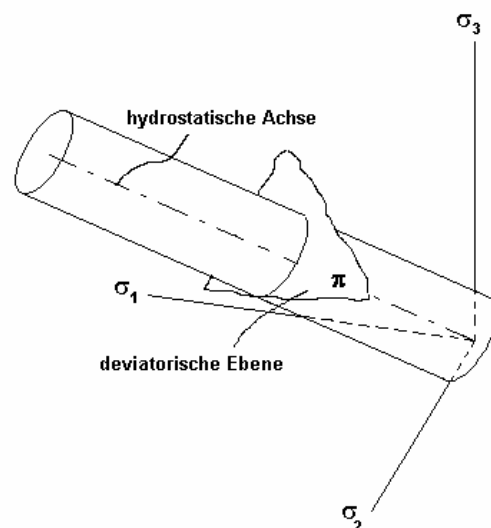


Bild 9: Fließhypothese nach *von Mises*

Einen Sonderfall dieses Kriteriums findet für die Schubbegrenzung im Mauerwerk in Kapitel 4.1 und den späteren Modifikationen dieser Fehlerart Verwendung.

2.3.2.) Kriterium nach *Drucker-Prager*

Das Kriterium von *Drucker-Prager* beschreibt in seiner allgemeinen Form, einen Kegel mit der Grundfläche eines Kreises. Die Achse des Kegels liegt in der hydrostatischen Achse.

Das Kriterium lautet:

$$f_{DP}(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (52)$$

mit $\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$ und $k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$, wobei c bzw. φ die Kohäsion und den Scherwinkel beschreiben.

Auf dieses Kriterium wird in Kapitel 5.4 näher eingegangen.

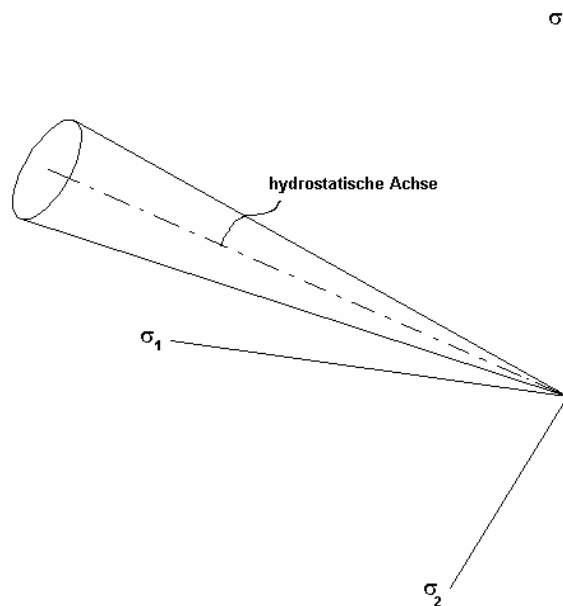


Bild 10: Fließhypothese nach *Drucker-Prager*

Sonderfälle des Kriteriums finden für die Druck- und Zugbegrenzungen im Mauerwerk in Kapitel 4.1 und den späteren Modifikationen dieser Fehlerarten verwendet. Es wird außerdem in Kapitel 5.4 diskutiert, inwieweit man das Kriterium nach *Drucker-Prager* für das Gleiten entlang der Lagerfugen Verwendung.

2.3.3.) Kriterium nach *Mohr-Coulomb*

Das Kriterium von *Mohr-Coulomb* beschreibt in seiner allgemeinen Form einen Kegel mit der Grundfläche eines regelmäßigen Sechsecks. Die Achse des Kegels fällt mit der hydrostatischen Achse zusammen.

Das Kriterium lautet:

$$f_{MC}(\sigma) = |\tau| \quad (53)$$

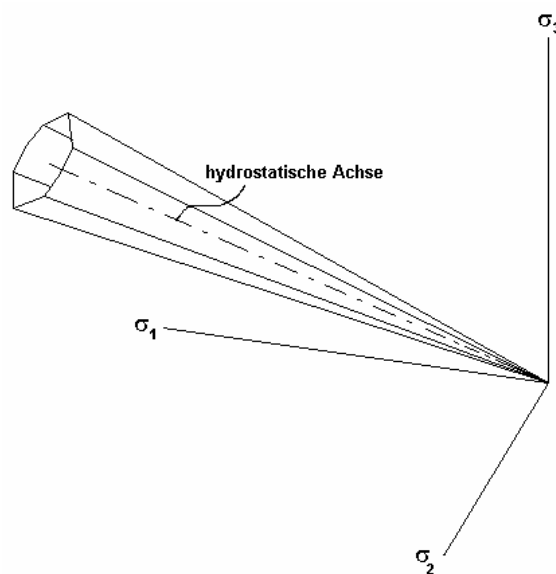


Bild 11: Fließhypothese nach *Mohr-Coulomb*

Einen Sonderfall des Kriteriums findet für das Versagen der Lagerfugen in Kapitel 4.2 Verwendung.

3.) Materialmodelle für Mauerwerk

Da Mauerwerk ein Verbundbaustoff ist und aus den Komponenten Mauerwerksstein und Mörtel besteht, sind für eine geeignete Materialformulierung hierfür mehrere Kriterien notwendig. Hinzu kommt das nichtlineare anisotrope Materialverhalten. Es wurde in der Vergangenheit von zahlreichem Forschen auf diesem Gebiet versucht, geeignete Modelle zu finden. Die in Mitteleuropa am häufigsten angewendeten Materialmodelle sind von *MANN/MÜLLER* [72], [73], [74], [76], [77], [78], [84] und *GANZ/THÜRLIMANN* [35], weil sich diese als am besten geeignet erwiesen haben. Da das Material Mauerwerk ein hybrider Werkstoff ist, sieht die Modellierung einer Struktur in Mikro- oder Makroform folgendermaßen aus (siehe Bild 12) [67] und [93].

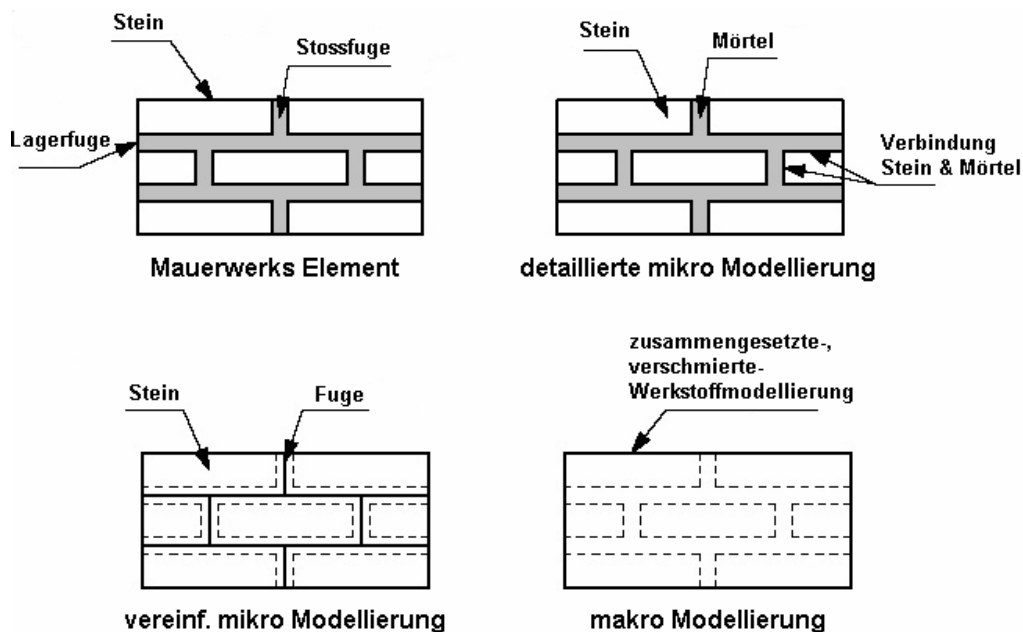


Bild 12: Modellierungsarten von Mauerwerk, entnommen aus [67]

Bei der Mikromodellierung wird zwischen einer vereinfachten Mikro- und einer detaillierten Mikromodellierung unterschieden.

Bei der detaillierten Mikromodellierung werden sowohl die Steinkomponente als auch die Mörtelkomponente diskretisiert und mit Volumselementen modelliert, wobei die Verbindungsflächen zwischen Stein und Mörtel als Flächenelemente eingebaut werden.

Bei der vereinfachten Mikromodellierung werden etwas vergrößerte Steine mit Volumselementen modelliert, wobei die Vergrößerung der Steine soweit durchgeführt wird, bis die fiktive Steinfläche die Fläche der Fugen ausfüllt. Die Mörtelfugen werden dann als Flächenelemente mit diskretisiert gemittelten Werten der Verbindung zwischen Stein und Mörtelfuge oder als Linienelemente modelliert.

Bei Mikromodellierungsverfahren muss beachtet werden, dass ein genaues Abbilden der geometrischen Lage jedes Steines und jeder Fuge notwendig ist. Diese Vorgehensweise benötigt die Kenntnis der exakten Verbandsart und zusätzlich Details an der zu modellierenden Struktur. Mit dieser Methode kann man zwar lokale Effekte, wie z.B. die Spannungs- bzw. Dehnungsverteilung in einer bestimmten Fuge nachweisen, jedoch ist es für ganze Bauwerke zu aufwendig. Dies wird nur für Nachrechnungen an Laborversuchen oder als Kalibrierung von Makromodellen verwendet. Jedoch scheidet dieses Verfahren für praktische Anwendungen aus, da es zu aufwendig wäre, jeden einzelnen Stein und jede einzelne Fuge zu modellieren. Hinzu kommt, dass es an einem bestehenden Gebäude mit verputzten Wänden nur mit hohem Aufwand möglich ist, diese Informationen zerstörungsfrei zu erhalten.

Diese Arbeit widmet sich der Makromodellierung von Mauerwerk. Bei der so genannten Makromodellierung handelt es sich um eine verschmierte homogenisierte Materialvorstellung. Dies bedeutet, dass die zwei Komponenten zu einem Material mit den Eigenschaften von sowohl Mauerwerksstein als auch Mörtel zusammengefasst wird. Der Vorteil hierbei ist eine einfache Modellierung einer gesamten Struktur, ohne dabei auf die Lage von jeder Fuge achten zu müssen. Anzumerken ist hierbei, dass aber der Winkel der Fugen trotz der verschmierten Modellierung berücksichtigt werden muss, da z.B. ein gemauerter Bogen eine andere Tragfunktion hat, als eine gemauerte Wand. Nächstehend werden chronologisch einige Materialmodelle vorgestellt, wobei ein Teil dieser in [21] zusammengefasst sind. Desweiteren wird in dieser Arbeit auf das Modell von Ganz [35] eingegangen und, basierend auf diesen, ein neues Modell entwickelt.

3.1.) Materialmodell nach *Zelger* (1967)

Um ein Bemessungsverfahren für schubbeanspruchte bewehrte Mauerwerksstürze zu entwickeln, führt *Zelger* [21], [144] an der TU-München einachsige Druckversuche an Mauerwerksausschnitten mit geneigten Fugen durch. Als Ergebnis bestätigt sich in guter Näherung in unterschiedlichen Spannungsbereichen das *Mohr - Coulombsche* Reibungsgesetz.

3.2.) Materialmodell nach *Hendry und Sinha* (1969)

Hendry und Sinha [21], [50] untersuchen das Schubtragverhalten von eingeschossigen Wänden mit und ohne Öffnungen. Die Ergebnisse führen zu der in Bild 13 dargestellten Bruchkurve (Gleichung (54)), die einen Vergleich von Ergebnissen aus der Literatur und den Versuchen an Modellsteinen wiedergibt.

$$\tau_f^2 = (\beta_{HS}^2 + 1,1 \cdot \beta_{HS} \sigma_c + 0,053 \cdot \sigma_c^2) \sigma_t^2 \quad (54)$$

mit: β_{HS}^2 = Steindruckfestigkeit

und σ_c = Normalspannung orthogonal zu den Lagerfugen

τ_f = Schubspannung parallel zu den Lagerfugen

σ_t = Spaltzugspannung in Richtung der Resultierenden Kraft

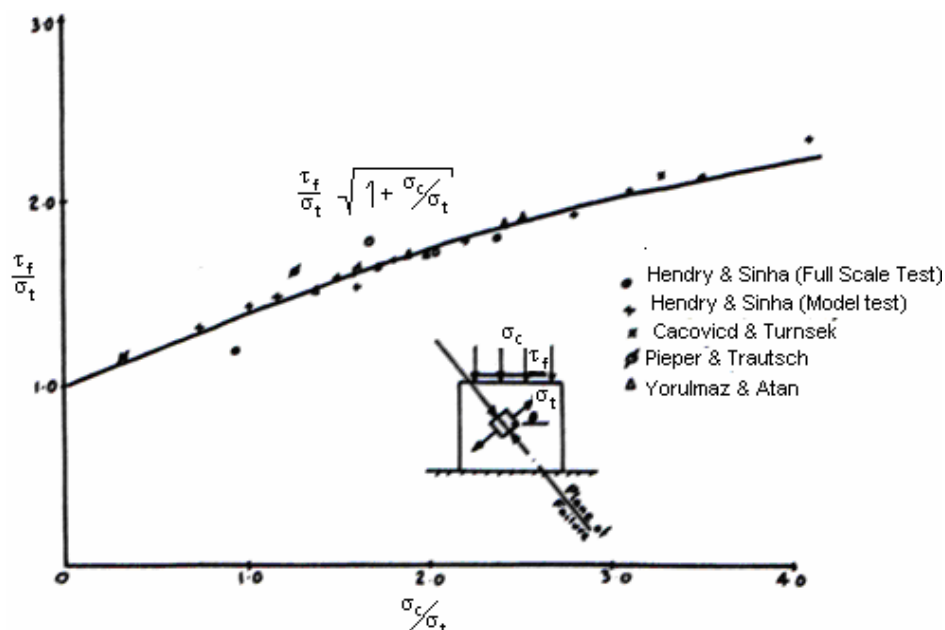


Bild 13: Bruchkriterium von *Hendry und Sinha*, entnommen aus [49]

3.3.) Materialmodell nach *Stafford-Smith* und *Carter* (1971)

Stafford-Smith und *Carter* [21], [85], [134] schließen erstmals aus den Versuchen von *Murthy* und *Hendry* [85], dass die Annahme einer reinen *Mohr – Coulombschen* Schergeraden für ein vollständiges Bruchkriterium nicht zutreffend ist, da der Reibungsbeiwert eine Funktion der Spannung normal zur Lagerfuge ist. Es zeigt sich nämlich, dass der Reibbeiwert mit zunehmender Normalspannung kleiner wird.

3.4.) Materialmodell nach *Mann* und *Müller* (1973)

Im Rahmen der Schubbruchtheorie von *Mann* und *Müller* [72], [73], [74], [76], [77], [78], [84] und [147] werden unter Vernachlässigung der Spannungen in Richtung der Lagerfugen vier Bruchbedingungen formuliert, auf denen auch die Schubbemessung der aktuellen deutschen Mauerwerksnorm basiert. Diese Theorie geht davon aus, dass wegen geringer Qualität der Stoßfugenausbildung zwecks Wärmeschutz- und Rationalisierungsgründen (glatte Steine, Schwinden des Fugenmaterials und mangelnde bzw. nicht sorgfältig Verfüllung) in den Stoßfugen keine Schubspannungen übertragen werden können. Da in den Stoßfugen keinerlei Spannungen übertragen werden können, muss das Moment infolge angreifender Schubspannungen durch eine blockförmige Verteilung von den Normalspannungen $\Delta\sigma_y$ orthogonal zur Lagerfuge mit unterschiedlichen Vorzeichen in der linken und rechten Steinhälfte ausgeglichen werden. Zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts müssen deshalb gezahnt verlaufende Normalspannungen in den Lagerfugen wirken. Zusammen mit den mittleren Normalspannungen σ_y infolge Vertikalauflast und den Schubspannungen τ_{xy} ergibt sich folgender Spannungsverlauf (Bild 14).

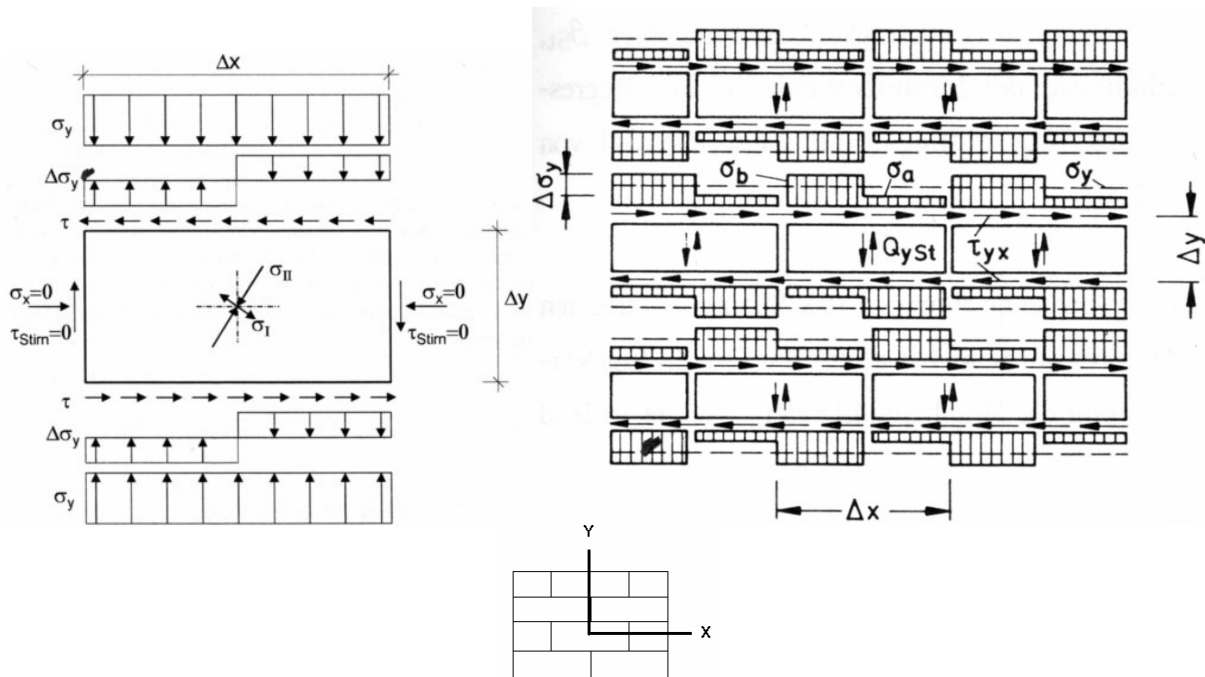


Bild 14: Spannungsverteilung am Einzelstein (links) und im Verband (rechts) unter kombinierter Schub- und Druckbeanspruchung, links entnommen aus [77], rechts entnommen aus [21]

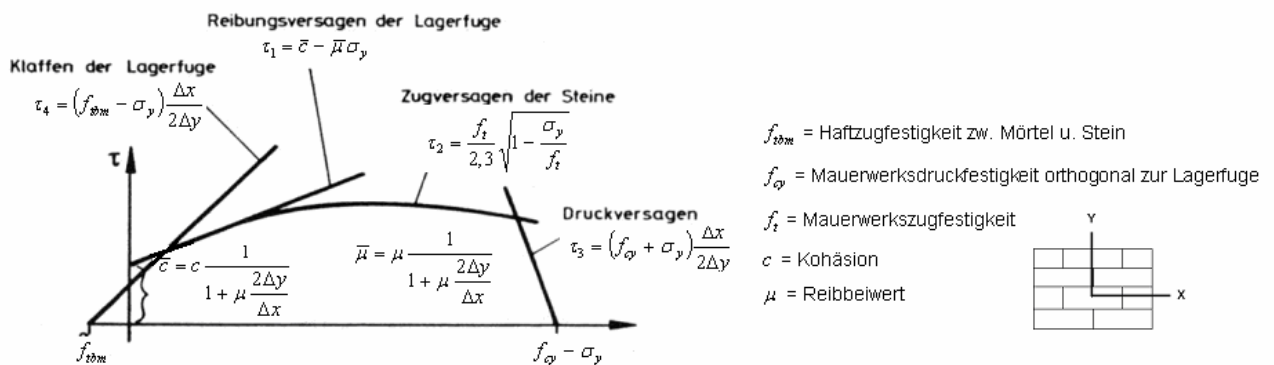


Bild 15: Brucheneinhüllende, entnommen aus [73]

Als Versagensformen können dabei folgende Fälle auftreten (vgl. Bild 15):

-) Klaffen der Lagerfuge
-) Reibungsversagen der Lagerfuge
-) Zugversagen der Steine
-) Druckversagen.

3.5.) Materialmodell nach *Yokel* and *Fattal* (1976)

Yokel und *Fattal* [21], [143] stellen an Hand der Versuche von *Grenley/Cattaneo* [40] an so genannten „diagonal tension tests“ ihre Bruchhypothese für Mauerwerk auf. Aus den beobachteten Bruchvorgängen und Schädigungsabläufen folgern sie drei Bruchkriterien:

-) Versagen infolge einer Hauptspannung
-) Versagen infolge eines zweiachsigen Hauptspannungszustandes
-) Versagen infolge einer kritischen Zugdehnung in der Scheibenebene.

3.6.) Materialmodell nach *Hamid* und *Drysdale* (1978)

Hamid und *Drysdale* führen zahlreiche Versuche an Ziegelmauerwerk durch. Dabei wurden Prismen mit schrägen Fugen einachsig auf Druck [44] bzw. Zug [45] und Spaltzug geprüft [21]. Die Ergebnisse der Versuche führen zu einer Bruchtheorie [25], die von zwei Versagensarten ausgeht:

-) Abscheren entlang der Stoß- oder Lagerfugen
-) Zugversagen des Steins bei hohen Normalspannungen .

3.7.) Materialmodell nach *Hegemier* et al (1978)

Hegemier et. al. [21], [47], [48], untersuchen mit mehreren Versuchseinrichtungen das Schubtragverhalten von dem in den USA gebräuchlichen Betonsteinmauerwerk. Nachfolgend sind die Druck-Zug Versuche an Scheiben und die theoretische Formulierung der Bruchhüllenden (siehe Bild 16) abgebildet.

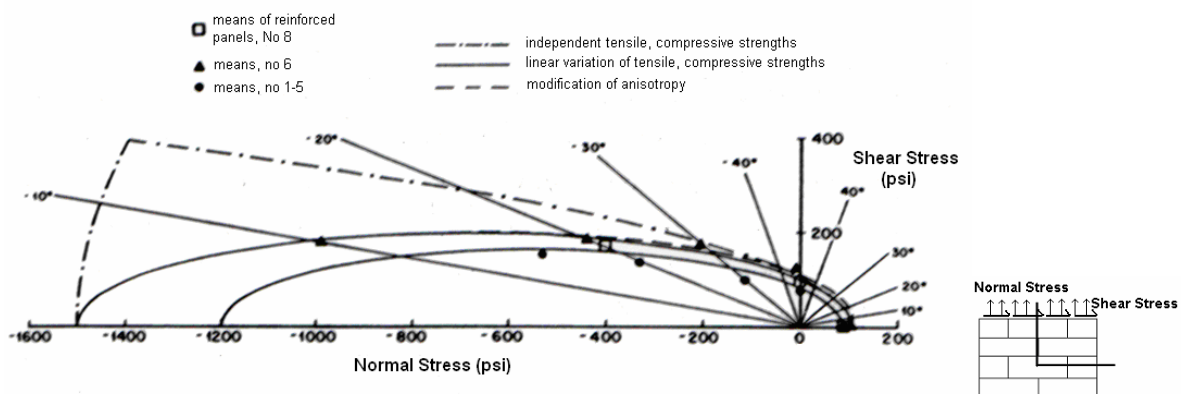


Bild 16: Druck – Zug Versuche an Betonsteinmauerwerk, entnommen aus [48]

3.8.) Materialmodell nach Page (1978)

Page [21], [95], [96], [97], [98], [99], [100], [101] und [102] ist einer der Ersten, der zweiachsige Versuche an Scheiben mit geneigten Fugen durchführt und als Versuchsparameter den Winkel der Lagerfugenneigung (0° ; $22,5^\circ$; 45° ; $67,5^\circ$; 90°) und das Lastverhältnis der äußeren Hauptspannungen variieren.

Auf dieser Weise werden in Australien 106 Scheiben im Druck-Zug Bereich [101] und 102 Scheiben im Druck-Druck Bereich [99] untersucht. Page führt außerdem noch Versuche im Zug-Zug [95] Bereich durch. Die Bruchflächen sind in Bild 17 dargestellt.

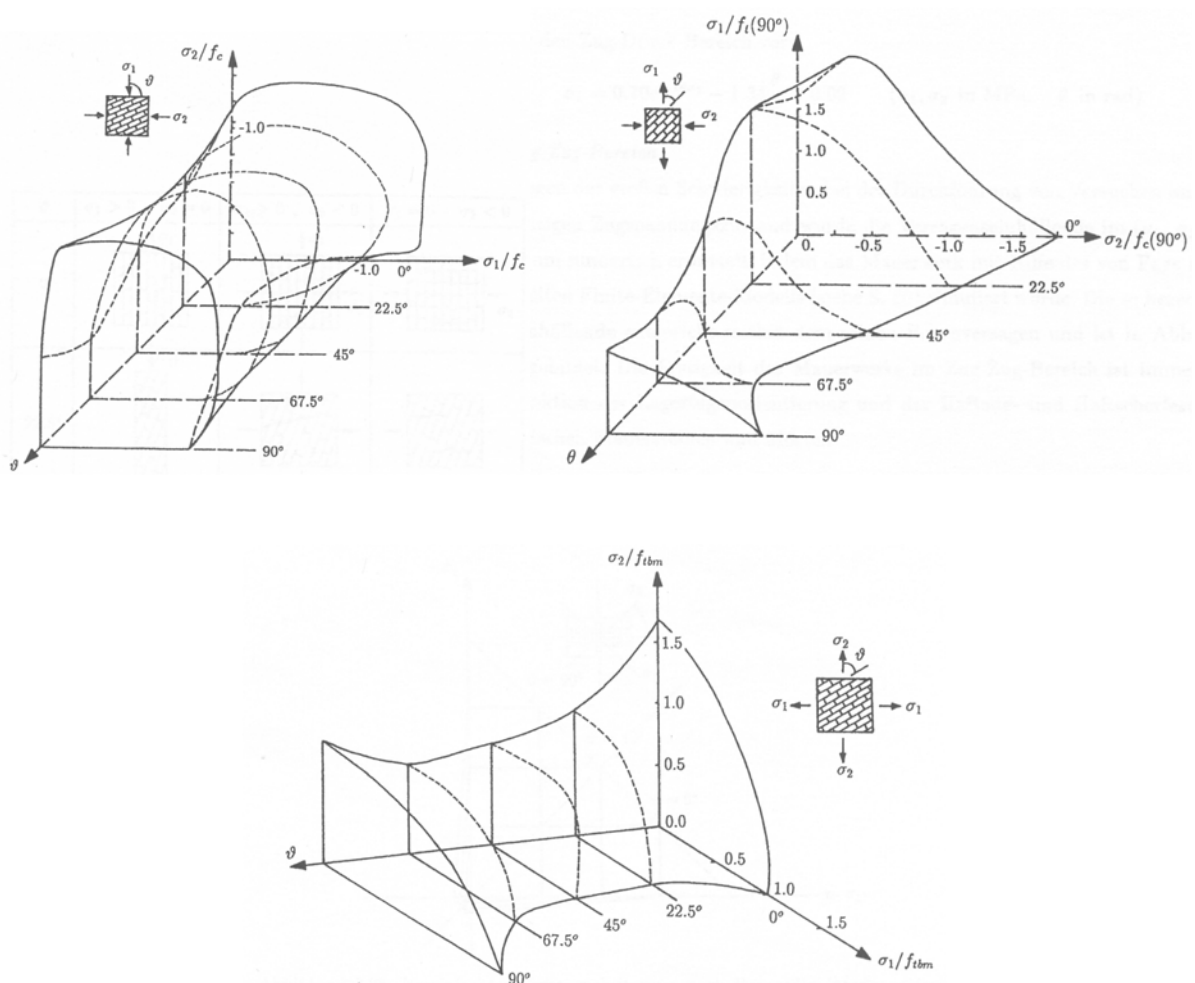


Bild 17: Bruchflächen von Page

links oben: Druck-Druck Bereich [97], [99]; rechts oben: Zug-Druck Bereich [97], [101]
 unten Zug-Zug Bereich [95]

Bei den Versuchen von Page zeigen die Ergebnisse, dass sich aufgrund der verwendeten Materialien und ungünstigen Verhältnissen zwischen dem verwendeten

Mörtel und Steinen, kein signifikanter Unterschied zwischen dem Elastizitätsmodul senkrecht und parallel zur Lagerfuge aufweist. Dies führt zu einem falschen Schluss, nämlich dass das Material Mauerwerk isotropes Verhalten aufweist. In Kapitel 6.6 und 6.7 sind die Beziehungen zwischen den Elastizitätsmodulen beschrieben.

3.9.) Materialmodell nach **Schneider, Schnell und Manns et al. (1978)**

Schneider, Schnell [125] und *Manns* [79] et al. [21] untersuchen das Schubtragverhalten von Wänden mittels einer Schubkrafteinleitung mit Randbalken. Nach *Schneider* [124] sind die auftretenden Hauptzugspannungen als Bruchursache maßgebend.

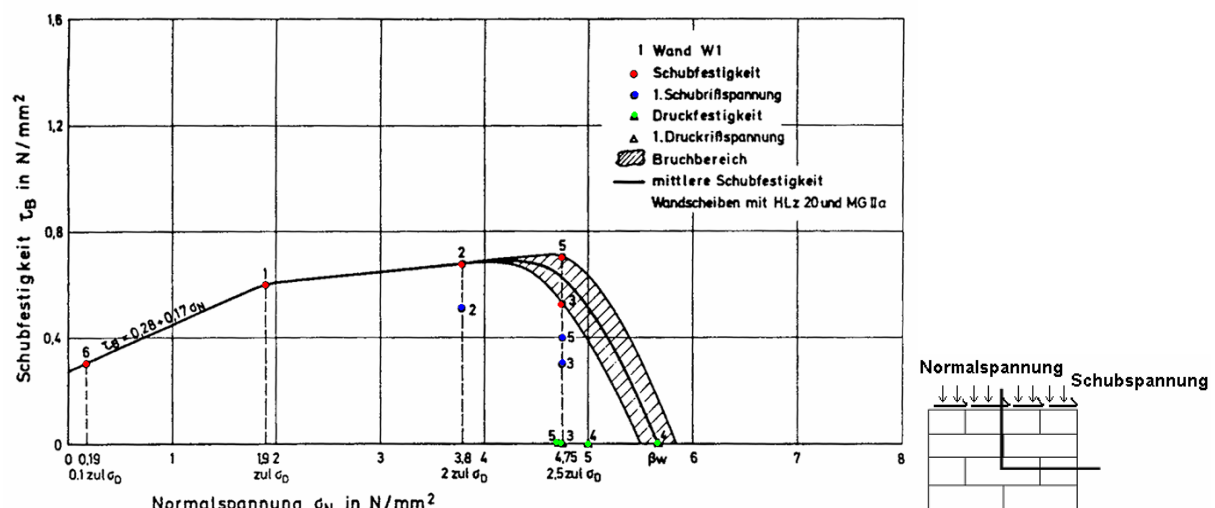


Bild 18: Bruchhülle, entnommen aus [79]

Bild 18 zeigt die Bruchhülle für den gesamten untersuchten Bereich, wobei erwartungsgemäß in Druck-Zug Versuchen keine Festigkeitssteigerung über die einachsige Wandfestigkeit festgestellt werden kann. Die höchste aufnehmbare Schubspannung liegt bei 88% der Wanddruckfestigkeit orthogonal zur Lagerfuge.

3.10.) Materialmodell nach **Samarasinghe (1980)**

Samarasinghe [21], [112] führte an der Universität von Edingburgh einachsige Zug- und Druckversuche und zweiachsige Druck-Zug-Versuche erstmals an Mauerwerk aus Modellsteinen ($l/b/h = 38/18/13$ [mm]) durch. Dabei wird der Winkel (0° ; $22,5^\circ$; 45° ; $67,5^\circ$; 90°) und das Lastverhältnis variiert. Ziel ist vor allem die Entwicklung einer Hüllkurve für die zweiachsige Festigkeit im Druck-Zug Bereich.

Aufgrund der zahlreichen vorangegangenen Edingburgher Modellversuche, geht Samarasinghe davon aus, dass der Einfluss der Maßstabsverkleinerung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten dieselbe Größenordnung besitzt, wie der Einfluss der streuenden Materialkennwerte.

Alle Versuche lassen sich in drei Versagensarten einteilen:

-) Versagen der Lagerfugen auf Haftung und Reibung
-) Risse senkrecht durch die Fugen (Zick-Zack Linien)
-) Zugrisse, sowohl durch die Steine als auch durch den Mörtel.

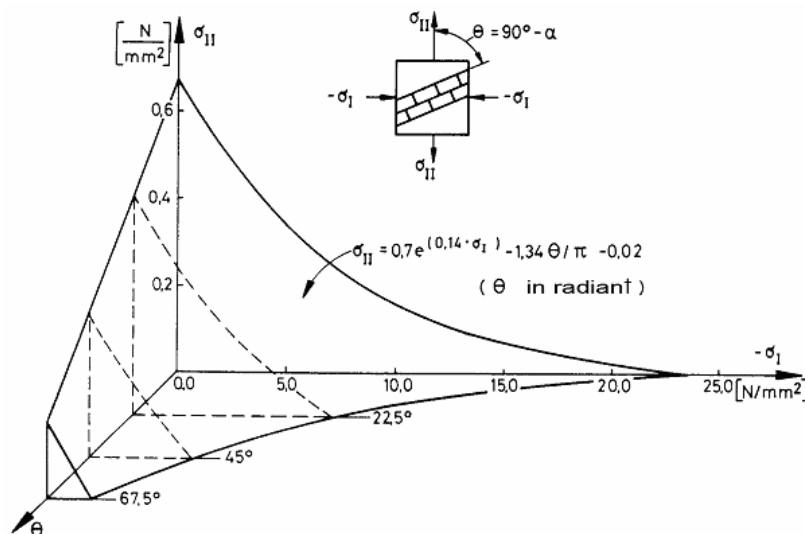


Bild 19: Bruchfläche nach Samarasinghe, entnommen aus [112]

Bild 19 zeigt die gewonnenen Versuchsergebnisse in Form einer dreidimensionalen Bruchfläche in Abhängigkeit der äußeren Hauptspannungen und der Neigung der Lagerfugen.

3.11.) Materialmodell nach Bernadini, Modena und Vescovi (1982)

Bernadini, Modena und Vescovi [6], [7], [21] führen in Padua Tension Splitting Tests durch. Für ein Rechenmodell wird die in Bild 20 dargestellte linearisierte Bruchhülle für verschiedene Lagerfugenfugeneigungswinkel vorgeschlagen. Daraus ist zwar deutlich ein orthotropes Verhalten feststellbar, die Verfasser gehen aber nicht von einer Festigkeitszunahme im Druck- Druck Bereich aus.

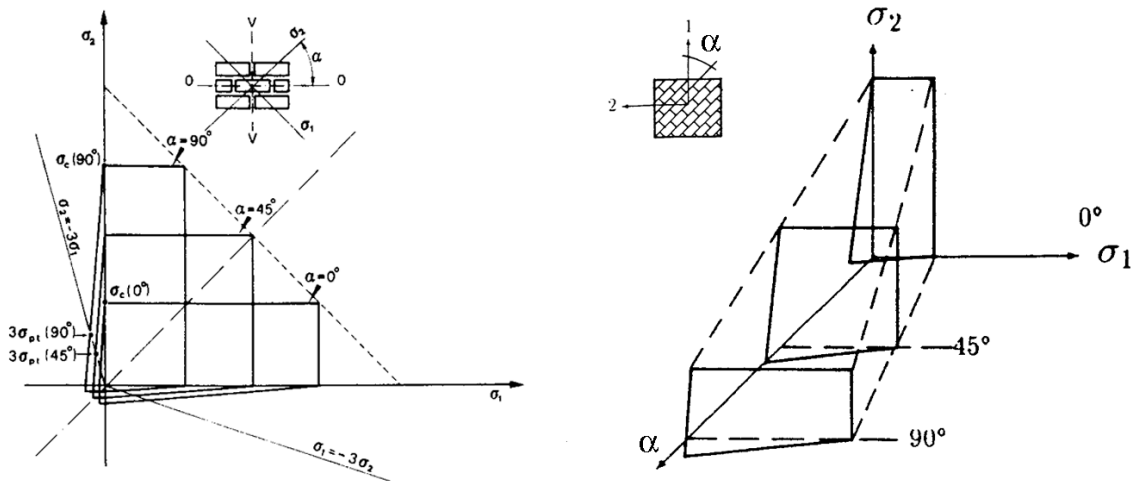


Bild 20: Zweiachsiges Bruchkriterium nach *Bernadindi et. al.*, entnommen aus [6], [7]

3.12.) Materialmodell nach *Dhanasekar (1982)*

Dhanasekar [16], [17], [18], [19], [20], [128] transformiert die von *Page* (siehe Kapitel 3.8) ermittelten Versuchsergebnisse in ein rechtwinkeliges Koordinatensystem, welches sich auf das Achsensystem der Stoß- und Lagerfugen bezieht. Diese Darstellungsform führt, wie in Bild 21 gezeigt, zu konkaven, geschlossenen Hüllflächen.

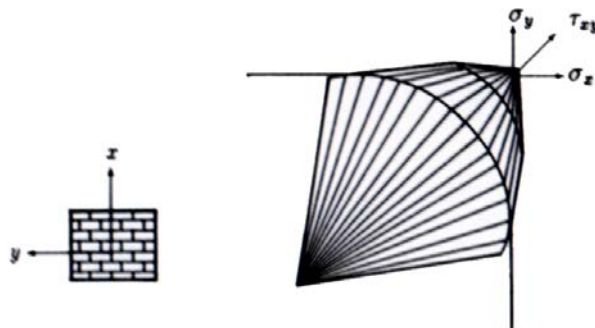


Bild 21: Fehlerkriterium von *Dhanasekar*, entnommen aus [20]

3.13.) Materialmodell nach *Rivero und Phan (1984)*

Rivero und Phan [21], [109] errechnen mittels Finite Elemente Simulationen die zweiachsiges Festigkeit eines Mauerwerkprismas, dessen Steine allerdings (im Modell) nicht im Verband liegen. Die vereinfachten, linearisierten Rechenannahmen gehen von einem *Mohr-Coulombschen* Bruchkriterium aus, so dass wie in Bild 22 zu erkennen ist, keine Festigkeitszunahme über die einachsige Prismenfestigkeit hinaus eintritt. Da in

den Berechnungen die Tragwirkung in der Scheibenebene von Lager – und Stoßfugen gleich angenommen wird, ist kein deutlicher Einfluss der Orthotropie zu erkennen.

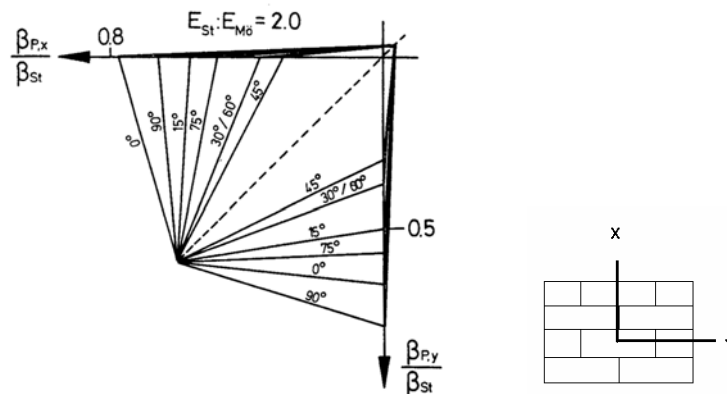


Bild 22: Bruchhülle von *Rivero*, entnommen aus [109]

mit : $\beta_{P,x}$... errechnete Prismenfestigkeit orthogonal zur Lagerfuge

$\beta_{P,y}$... errechnete Prismenfestigkeit parallel zur Lagerfuge

β_{ST} ... Steifigkeit

E_{St} ... Elastizitätsmodul der Steine

$E_{Mö}$...Elastizitätsmodul des Mörtels

3.14.) Materialmodell nach *Ganz* (1985)

Das Materialmodell von *Ganz* [35] wird in Kapitel 4 dieser Arbeit ausführlicher behandelt.

3.15.) Materialmodell nach *Essawy* und *Drysdale* (1986)

Auf den gleichen Versuchen auf *Hamid* und *Drysdale* (vgl. Kapitel 3.6) aufbauend entsteht die Bruchtheorie von *Essawy* und *Drysdale* [21], [28] die auf einem kombinierten Zugversagen im Stein und in den Fugen basiert.

3.16.) Materialmodell nach *Qinglin* und *Wenzong* (1986)

Qinglin und *Wenzong* [21], [107] gehen davon aus, dass wegen der mangelhaften Stoßfugenverfüllung die Normalspannungen parallel zu den Lagerfugen über zusätzliche Schubspannungen in den Lagerfugen abgetragen werden müssen. Durch diese zusätzliche Schubspannung verdreht sich im *Mohr'schen* Spannungskreis die Richtung der Hauptspannungen gegenüber den Lagerfugen.

3.17.) Vergleiche von *Dialer* (1990)

Dialer [21], [128] setzt sich in Parameterstudien und im Vergleich mit den Ergebnissen aus 33 eigenen Versuchen [22], [23] an quadratischen Scheiben mit einer Seitenlänge von 20 cm aus gelochten Modellziegeln, ausführlich mit der Theorie von *Mann/Müller* [73] (siehe Kapitel 3.4) auseinander. Bild 23 zeigt die Ergebnisse von vier bzw. fünf Einzelversuchen verglichen mit den Kriterien von *Mann/Müller* [73] und *Ganz* [35] (siehe Kapitel 4). Die Abbildung zeigt neben der meist guten Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie, dass sich diese beiden Versagenskriterien in Teilbereichen wesentlich unterscheiden.

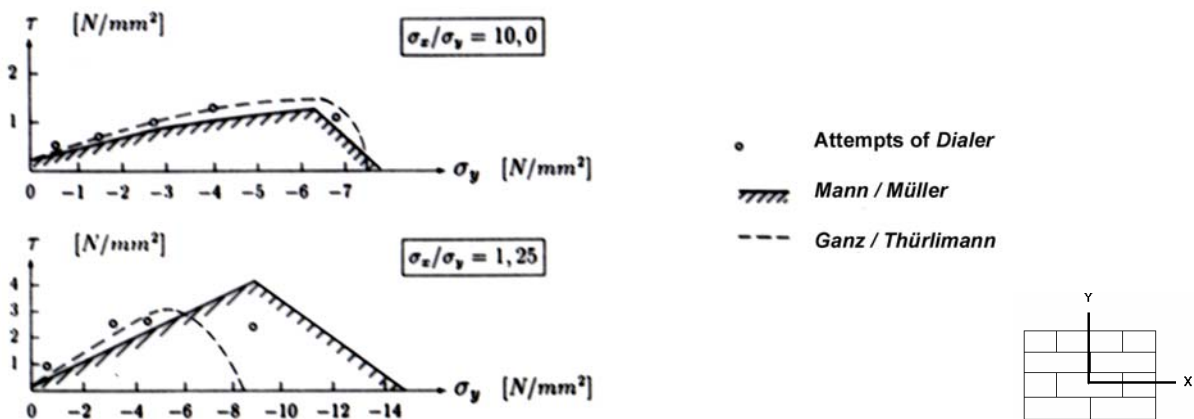


Bild 23: Vergleich der Versuchsergebnisse von *Dialer* mit den Versagenskriterien von *Ganz* [35] bzw. von *Mann/Müller* [73], entnommen aus [21]

3.18.) Materialmodell nach *Vratsanou* (1990)

Vratsanou [27], [139] entwickelt ein Fehlerkriterium (siehe Bild 24) an Mauerwerksscheiben, basierend auf den Hauptspannungen, wobei die Orientierung der Achsen von der Richtung Stoß- und Lagerfugen unabhängig ist.

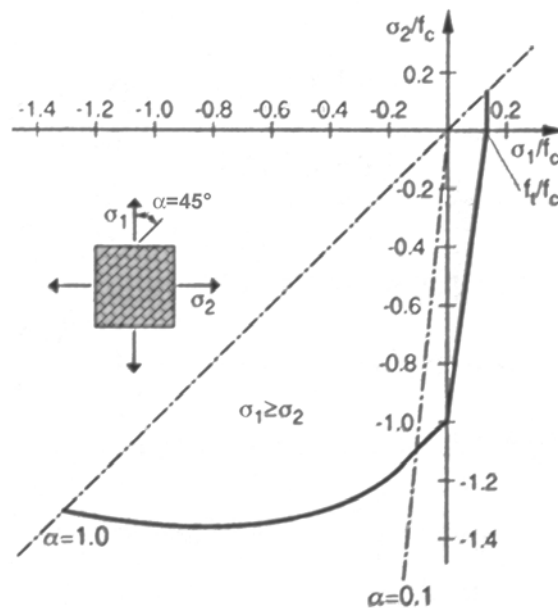


Bild 24: Fehlerkriterium nach Vratsanou, entnommen aus [139]

3.19.) Materialmodell nach Seim (1994)

Seim entwickelt in seiner Dissertation [128] ein Mauerwerksmodell, welches dem von Ganz [35] (siehe Kapitel 4) ähnelt. Der Hauptunterschied besteht darin, dass Seim das Zugversagen im Stein und den Trennbruch der Lagerfugen nicht berücksichtigt. Im zusammengesetzten Fließflächenmodell erkennt man den Unterschied im Bereich des abgeflachten, für das Versagen der Lagerfugen verantwortliche, Fließflächenkriteriums. Seim führt im Gegensatz zu Ganz, diese Fläche bis zum Rand hinaus. Dieses Mauerwerksmodell beinhaltet folgende Fehlerkriterien (siehe Bild 25):

-) Versagen der Lagerfuge
-) Druckversagen des Mauerwerks
-) Schubversagen des Mauerwerks
-) Horizontales Schubversagen

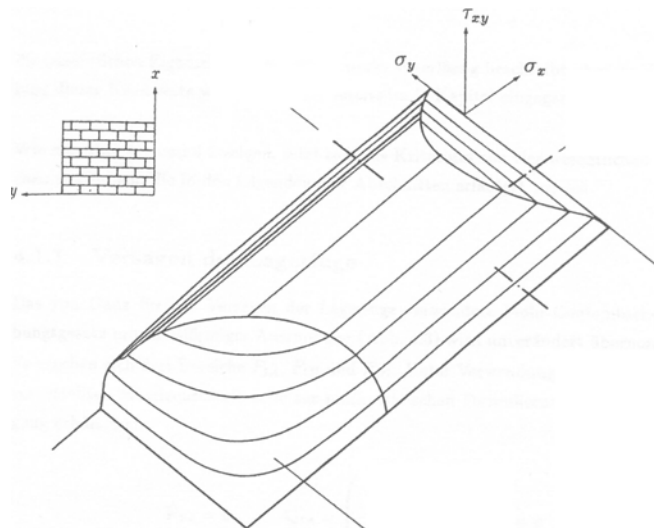


Bild 25: Fehlerkriterium nach *Seim*, entnommen aus [128]

3.20.) Materialmodell nach *Lourenço* (1996)

Lourenço erstellt in seinen Arbeiten ein Materialmodell welches aus einer zusammengesetzten „Hill Type“ und einem „Rankine Type“ (Bild 26) Kriterium [67] [68], besteht.

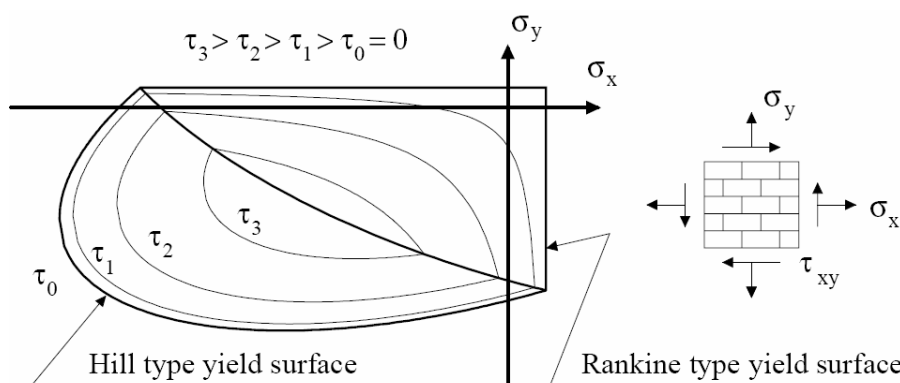


Bild 26: Anisotropisches Materialmodell nach *Lourenço*, entnommen aus [67]

3.21.) Materialmodell nach *Mojsilovic* und *Marti* (1999)

Mojsilovic und *Marti* [80], [81], [82] erweitern die Kriterien nach *Ganz* [35] (siehe Kapitel 4) um ein zusätzliches Kriterium. Die Möglichkeit eines Versagens entlang der Stoßfugenflucht führt für den Fall einer knirschen (unvermörtelte) Vermauerung der Stoßfugen zur Frage, ob Druckspannungen normal zur Stoßfugenflucht übertragen werden können. Dafür wird ein neues Kriterium (siehe Kriterium VI in Bild 27) entwickelt, welches dieses Phänomen beinhalten soll. Anzumerken ist, dass auch das nach *Mojsilovic* und *Marti* erweiterte *Ganz* Modell lediglich Druckspannungen übertragen

kann. Das neue Kriterium folgt dem Fließmodell nach *Mohr-Coulomb* (siehe Kapitel 2.3.3), wobei eine Fläche des sechseitigen Prismas herangezogen und zu einer Ebene erweitert wird.

$$f_{VI} = \tau_{xy}^2 - \left(\frac{f_{yd}}{8} - \sigma_y \frac{3}{4} \right)^2 \leq 0 \quad (55)$$

mit σ_y = Normalspannung parallel zu den Lagerfugen und

f_{yd} = Druckfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen

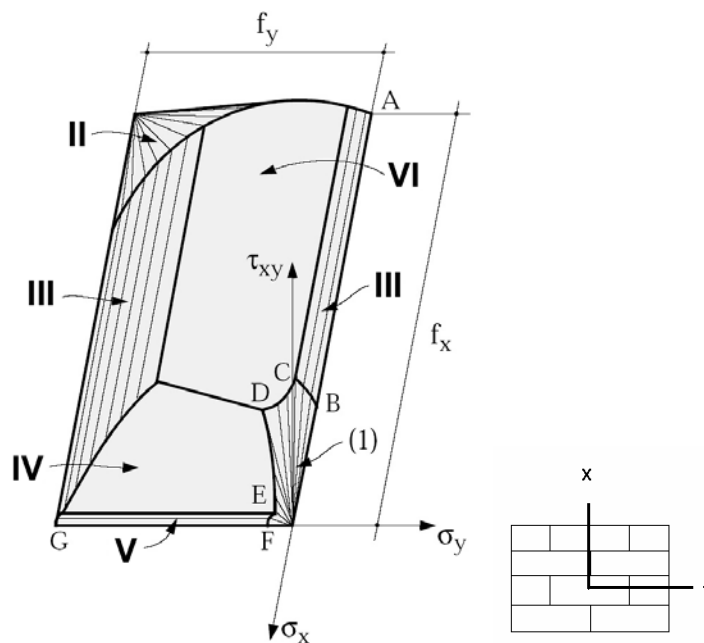


Bild 27: Erweitertes Modell nach Ganz von Mojsilovic und Marti, entnommen aus [81]

3.22.) Materialmodell nach Schermer (2003)

Schermer entwickelt ein eigenes Materialmodell [113], [114], [146], [147] basierend auf dem Modell nach Mann/Müller [73] (siehe Kapitel 3.4). Zur Verifizierung des Materialmodells führt er einige Versuche durch [147], wobei sich das Modell als sehr geeignet herausstellte. Nachfolgend ist die Fließ- bzw. Versagensfläche im $\sigma - \tau$ Spannungsraum nach Schermer, abgebildet.

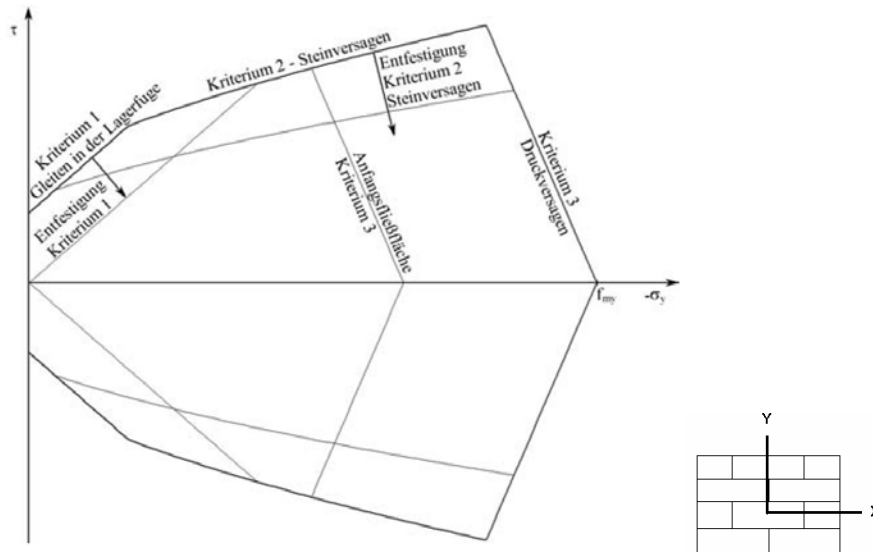


Bild 28: Fehlerkriterium nach *Schermer*, entnommen aus [147]

3.23.) Materialmodell nach *Schlegel* (2003)

Schlegel erweitert das Materialmodell nach *Ganz* [35] (siehe Kapitel 4) vom ebenen in den dreidimensionalen Spannungsraum [115], [116], [117], [118], [119], [120], [121] und [122].

Bei der räumlichen Erweiterung wird zur Berücksichtigung eines möglichen Schubversagens bei kombinierter Scheiben- und Plattenbeanspruchung, die

resultierende Schubspannung $\tau_{res} = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2}$ eingeführt.

Insgesamt formuliert *Schlegel* 18 Fließflächen (siehe Bild 29).

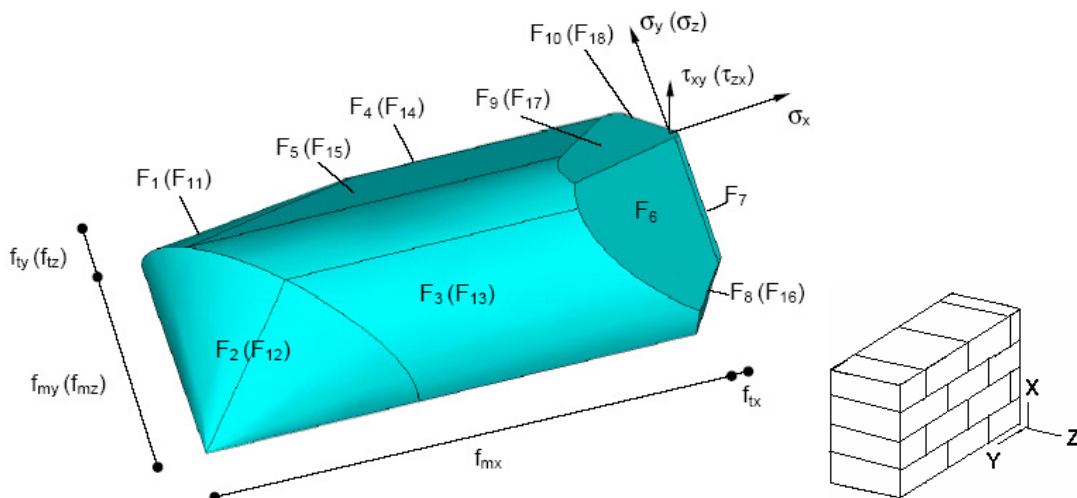


Bild 29: Modifiziertes Modell nach *Ganz* [35] von *Schlegel*, entnommen aus [119]

4.) Materialmodell nach *Ganz*

In diesem Kapitel wird auf das Schubtragmodell von *Ganz* [35] eingegangen, wobei anfangs die Grundlagen von *Ganz* dargestellt und näher erläutert werden und im Anschluss darauf die eigenen Modifikationen vorgenommen werden.

Das Material Mauerwerk wird zunächst in die zwei bekannten Komponenten Stein und Mörtel, aufgelöst und einzeln betrachtet. Die Idee hierbei ist aus den mechanischen Eigenschaften beider Komponenten Fließflächen zu bilden, die im Nachhinein wieder vereint werden, um als Ergebnis eine kombinierte Fließfläche zu erhalten. Diese gibt dann graphisch im ebenen Spannungsraum die Bruchkriterien an. Es muss darauf geachtet werden, dass die Fließbedingungen und Fließflächen den Bedingungen der Plastizitätstheorie laut Kapitel 2 genügen.

4.1.) Versagen der Steine

Damit das Materialmodell nicht nur für Vollziegel, sondern auch für Hochlochziegel anwendbar ist, werden die Bruchbedingungen des Mauerwerkssteins in einem Hochlochstein formuliert.

Es wird der gelochte Stein in zwei Anteile unterteilt. Die seitlichen Steinwände sind zweiachsig beanspruchbar. Die zwischen der Lochung liegenden Stege tragen Lasten nur einachsig in vertikaler Richtung ab. Durch die Begrenzung der Druckspannungen dieser beiden Anteile leitet *Ganz* ein anisotropes Druckspannungskriterium für Mauerwerk im ebenen Spannungszustand ab. Ein Druckversagen in Z-Richtung (Aus der Wandebebe heraus – Out of Plane) kann damit nicht erfasst werden. Dies ist für die meisten praktischen Berechnungen aber von untergeordneter Bedeutung, da das Druckversagen in dieser Richtung in den meisten Mauerwerksstrukturen im Rahmen einer Bemessung nicht maßgebend ist.

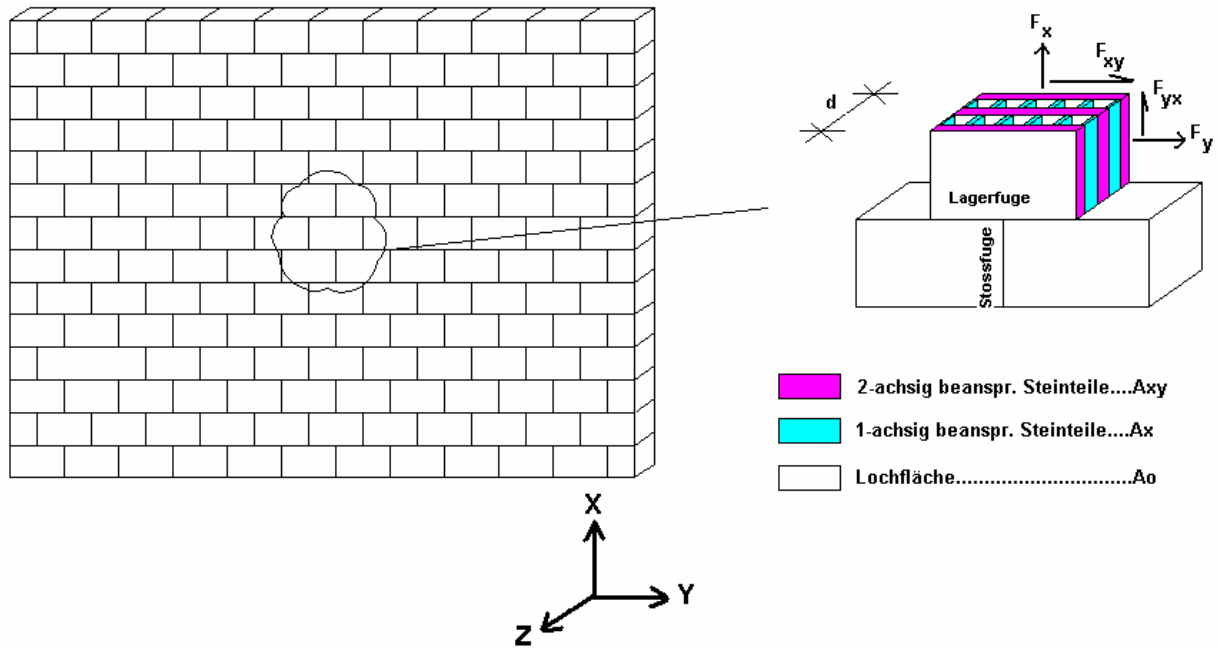


Bild 30: Mauerwerkselement

Es gilt:

$$F_x = F_{x,1} + F_{x,2}$$

$$F_y = F_{y,1} + F_{y,2}$$

$$F_{xy} = F_{xy,1} + F_{xy,2}$$

$$A = A_x + A_{xy} + A_0 \dots \text{Bruttoquerschnittsfläche} \quad (56)$$

in welchem $F_{x,1}$, $F_{y,1}$ bzw. $F_{xy,1}$ die Anteile der Kräfte der einachsig beanspruchten Steinflächen, und $F_{x,2}$, $F_{y,2}$ bzw. $F_{xy,2}$ die Kraftanteile der zweiachsig beanspruchten Steinflächen sind.

Für isotrope, einachsig beanspruchte Steinteile lauten die entsprechenden Beziehungen:

$$0 \geq F_{x,1} \geq -\beta_c A_x \quad (57)$$

wobei, β_c die Druckfestigkeit des Steinmaterials ausdrückt.

Da die Stege nur vertikale Lasten abtragen, gilt folgende Vereinfachung:

$$F_{y,1} \equiv F_{xy,1} \equiv 0 \quad (58)$$

Für die zweiachsig beanspruchten Querschnittsteile kann man mittels des Hauptkräftekriteriums, welche sich im ebenen Spannungsraum durch den *Mohr'schen* Spannungskreis definiert, zwei Kriterien ableiten:

$$0 \geq F_{1,2} = \frac{(F_{x,2} + F_{y,2})}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{F_{x,2} - F_{y,2}}{2}\right)^2 + F_{xy,2}^2} \geq -\beta_c A_{xy} \quad (59)$$

Nachdem die beiden Ungleichungen (Grenzfälle) getrennt betrachtet und der Wurzelausdruck eliminiert wird, ergeben sich folgende Beziehungen:

Die linke Seite der Gleichung (59) ergibt sich zu

$$F_{xy,2}^2 - F_{x,2} F_{y,2} \leq 0 \quad (60)$$

und die rechte Seite zu

$$\begin{aligned} F_{xy,2}^2 - F_{x,2} F_{y,2} - \beta_c A_{xy} F_{x,2} - \beta_c A_{xy} F_{y,2} - \beta_c^2 A_{xy}^2 &\leq 0 \\ F_{xy,2}^2 - (F_{x,2} + \beta_c A_{xy})(F_{y,2} + \beta_c A_{xy}) &\leq 0. \end{aligned} \quad (61)$$

Durch die Betrachtung des Grenzfalles „= 0“ in den Gleichungen (60) bzw. (61) und anschließender Subtraktion der Gleichung (60) von (61) erhält man:

$$-\beta_c A_{xy} F_{x,2} - \beta_c A_{xy} F_{y,2} - \beta_c^2 A_{xy}^2 = 0 \quad (62)$$

Gleichung (62) wird weiters durch $\beta_c A_{xy}$ gekürzt:

$$-F_{x,2} - F_{y,2} - \beta_c A_{xy} = 0 \text{ oder } -F_{y,2} = F_{x,2} + \beta_c A_{xy} \quad (63)$$

Setzt man Gleichung (63) in die Ungleichung (61) ein, ergibt sich:

$$F_{xy,2}^2 + F_{y,2}(F_{y,2} + \beta_c A_{xy}) \leq 0 \quad (64)$$

Durch Kombinationen der einachsigen und zweiachsigen Kräfte kann man für den zusammengesetzten Steinquerschnitt folgende Beziehungen ableiten:

-) Kombination vom linken Teil der Ungleichung (57) (Zugbegrenzung) und der Gleichung (58) in Gleichung (60) ergibt:

$$F_{xy}^2 - F_x F_y \leq 0 \quad (65)$$

-) Kombination vom linken Teil der Ungleichung (57) (Zugbegrenzung) und der Gleichung (58) in Gleichung (64) ergibt:

$$F_{xy}^2 + F_y(F_y + \beta_c A_{xy}) \leq 0 \quad (66)$$

-) Kombination vom rechten Teil der Ungleichung (57) (Druckbegrenzung) und der Gleichung (58) in Gleichung (61) ergibt:

$$F_{xy}^2 - (F_x + \beta_c (A_{xy} + A_x))(F_y + \beta_c A_{xy}) \leq 0 \quad (67)$$

Werden die vorangegangenen Beziehungen (65) - (67) durch das Quadrat der Querschnittsfläche A des Mauerwerks dividiert, so können die Bruchbedingung in Form von Spannungen angeschrieben werden:

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0 \quad (68)$$

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y \left(\sigma_y + \beta_c \frac{A_{xy}}{A} \right) \leq 0 \quad (69)$$

$$\tau_{xy}^2 - \left(\sigma_x + \beta_c \left(\frac{A_{xy} + A_x}{A} \right) \right) \left(\sigma_y + \beta_c \frac{A_{xy}}{A} \right) \leq 0 \quad (70)$$

Gleichung (68) und (70) stellen geometrisch betrachtet, Kegeln mit elliptischen Grundflächen und der Kegelachse in der (σ_x, σ_y) - Ebene bei $\tau_{xy}^2 = 0$, dar.

Gleichung (69) stellt einen Kreiszyylinder, also eine Sonderform der *von Mises* Hypothese (vergleiche Gleichung (51)) dar. Dadurch, dass die Zylinderachse parallel zur σ_x -Achse (konstanter Abstand von der σ_x -Achse) und in der (σ_x, σ_y) - Ebene bei $\tau_{xy}^2 = 0$ liegt, kann man hierbei die Komponente σ_x weglassen. Die Fließfläche im ebenen Spannungsraum besitzt die Form:

$$f_{Mises} = \frac{1}{3}\sigma_y^2 + \tau_{xy}^2 - \frac{1}{3}\sigma_F^2 = 0 \quad (71)$$

Bei einem Fließspannungswert von

$$\sigma_F^2 = -2 \cdot \sigma_y^2 - 3 \cdot \sigma_y \cdot f_{cy} \quad (72)$$

ergibt sich für (71),

$$f_{Mises} = \frac{1}{3}\sigma_y^2 + \tau_{xy}^2 - \frac{1}{3}(-2 \cdot \sigma_y^2 - 3 \cdot \sigma_y \cdot f_{cy}) = 0 \quad (73)$$

und weiters

$$f_{Mises} = \sigma_y^2 + \tau_{xy}^2 + \sigma_y \cdot f_{cy} = 0.$$

Hierbei sind

$$\beta_c \left(\frac{A_{xy} + A_x}{A} \right) = f_{cx} \quad (74)$$

die einachsige Druckfestigkeit des gesamten Mauerwerks orthogonal zur Lagerfuge, und

$$\beta_c \frac{A_{xy}}{A} = f_{cy} \quad (75)$$

die einachsige Druckfestigkeit des gesamten Mauerwerks parallel zur Lagerfuge.

Mit den Gleichungen (68) ÷ (70) sind die ersten drei Kriterien bereits formuliert. Diese sind notwendig, um die Komponente Mauerwerksstein auf Ihre Versagensarten zu beschreiben. Weiters werden noch die Kriterien für die zweite Komponente, dem Mauerwerksmörtel hergeleitet.

4.2.) Versagen der Lagerfugen

Es wird in diesem Materialmodell angenommen, dass die Mauerwerks-Stoßfugen unvermörtelt bleiben. Diese Annahme liegt auf der konservativen Seite. Dies kann dadurch begründet werden, dass während der Ausführung meistens weniger Augenmerk auf eine saubere Verarbeitung der Stoßfugen, als auf die Lagerfugen gegeben ist. Deshalb werden hier nur die mechanischen Eigenschaften der Lagerfugen beschrieben. Das Versagen der Lagerfugen folgt dem *Mohr-Coulombschen* (53) Reibungsgesetz, das im ebenen Spannungsraum folgende Form besitzt:

$$f_{MC} = (c - \sigma_x \tan(\varphi)) = \tau_{xy} \quad (76)$$

$$\tau_{xy}^2 - ((c - \sigma_x \tan(\varphi))^2) \leq 0 \quad (77)$$

Hierbei stehen c für den Kohäsionswert und φ für den Winkel der inneren Reibung.

In Bild 31 ist die Funktionsgleichung (77) graphisch dargestellt.

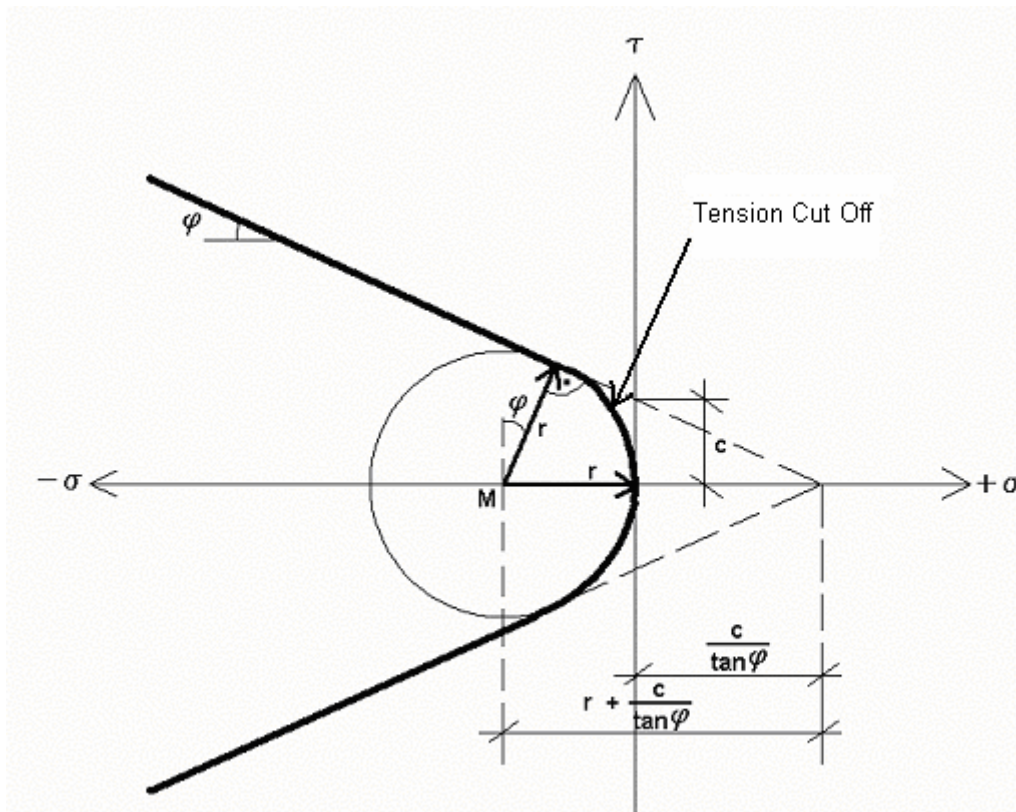


Bild 31: Mohr – Coulombsches Reibungsmodell mit „Tension Cut Off“

Die Geraden werden noch durch einen Kreis, welcher exakt den Koordinatenursprung berührt und die Geraden tangiert, „abgekappt“ (Cut Off). Hierzu muss zuerst der Radius des Kreises bestimmt werden. Es ist aus der Abbildung ersichtlich, dass die Länge auf der σ -Achse, welche den Ursprung und den Schnittpunkt der beiden Geraden abgrenzt, mit $\frac{c}{\tan \varphi}$ angeschrieben werden kann. Weiters gilt:

$$\sin \varphi = \frac{r}{r + \frac{c}{\tan \varphi}} \quad (78)$$

Durch Umformen findet man den gesuchten Radius,

$$r = c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = c \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (79)$$

Mit Hilfe der Gleichung des Kreises (Radius r , Mittelpunkt (x_M, y_M)), $(x - x_M)^2 + (y - y_M)^2 = r^2$, kann man die mathematische Form für die Abkappung herleiten:

$$\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - (-r))^2 = r^2 \quad (80)$$

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + 2\sigma_x r = \tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + 2\sigma_x \cdot c \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 0 \quad (81)$$

Weiters kann die Abkappung als Kriterium angeschrieben werden:

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x \left[\sigma_x + 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \leq 0 \quad (82)$$

Die Abkappung stellt wiederum eine Sonderform der Hypothese *von Mises* (51) dar. Dadurch, dass die Zylinderachse parallel zur σ_y -Achse (konstanter Abstand von der σ_y -Achse) und in der (σ_x, σ_y) -Ebene bei $\tau_{xy}^2 = 0$ liegt, ist die σ_y Komponente vernachlässigbar. Die Gleichung (51) wird im ebenen Spannungsraum zu:

$$f_{Mises} = \frac{1}{3}\sigma_x^2 + \tau_{xy}^2 - \frac{1}{3}\sigma_F^2 = 0 \quad (83)$$

Bei einem Wert von

$$\sigma_F^2 = -2 \cdot \sigma_x^2 - 3 \cdot \sigma_x \cdot 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (84)$$

ergibt sich für Gleichung (83),

$$f_{Mises} = \frac{1}{3}\sigma_x^2 + \tau_{xy}^2 - \frac{1}{3}\left(-2 \cdot \sigma_x^2 - 3 \cdot \sigma_x \cdot 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)\right) = 0 \quad (85)$$

und weiters

$$f_{Mises} = \sigma_x^2 + \tau_{xy}^2 + \sigma_x \cdot 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 0. \quad (86)$$

Zusammengesetzte Fläche:

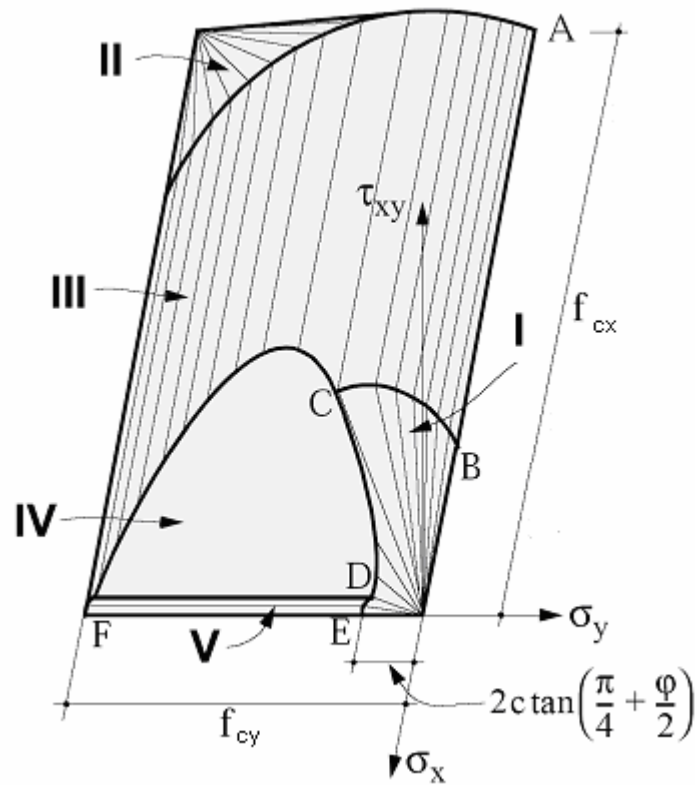


Bild 32: Zusammengesetzte Fließfläche, entnommen aus [35]

Somit sind die fünf Kriterien für Mauerwerksversagen von unbewehrtem Mauerwerk hergeleitet und werden als Fließbedingungen angeschrieben.

$$f_1 = \tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0 \quad (87)$$

$$f_2 = \tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_{cx})(\sigma_y + f_{cy}) \leq 0 \quad (88)$$

$$f_3 = \tau_{xy}^2 + \sigma_y(\sigma_y + f_{cy}) \leq 0 \quad (89)$$

$$f_4 = \tau_{xy}^2 - (c - \sigma_x \tan(\varphi))^2 \leq 0 \quad (90)$$

$$f_5 = \tau_{xy}^2 + \sigma_x \left[\sigma_x + 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \leq 0 \quad (91)$$

f_1 : Zugversagen im Stein (Ausschluss von Zugspannungen)

f_2 : Druckversagen im Stein

f_3 : Schubversagen im Stein

f_4 : Gleiten entlang der Lagerfuge

f_5 : Zugversagen (Trennbruch) in den Lagerfugen

5.) Modifiziertes Materialmodell für Mauerwerk

Ganz stellt in seinen Arbeiten [35] ein Materialmodell mit Zulassung von Zugspannungen vor, welche sich auf 12 Bruchkriterien erweitert. Im nächsten Schritt dieser Arbeit wird ein neues Materialmodell, basierend auf dem Materialmodell von Ganz für druckbeanspruchtes, unbewehrtes Mauerwerk entwickelt, welches das Auftreten von Zugkräften erlaubt, ohne aber dabei die Anzahl der Bruch bzw. Fließkriterien zu erweitern. Diese Erweiterung dient der verbesserten Abbildung des Modells, um auch vorhandene Tragreserven, welche gerade für Erdbebenbelastung von großer Bedeutung ist, auszuschöpfen, ohne dabei den Aspekt der Sicherheit zu vernachlässigen.

5.1) Modifikation 1 – Berücksichtigung der Zugfestigkeit in der Fließfläche f_1

Dabei wird in der Fließfläche f_1 eine Zugfestigkeit berücksichtigt und für den einachsigen Fall Gleichung (57) entsprechend der Zugfestigkeit des Steinmaterials β_t erweitert:

$$\beta_t A_x \geq F_{x,1} \geq -\beta_c A_x \quad (92)$$

Gleichung (58) bleibt in diesem Fall unverändert.

Für zweiachsig beanspruchte Querschnittsteile erweitert sich Gleichung (59) zu

$$\beta_t A_{xy} \geq F_{1,2} = \frac{(F_{x,2} + F_{y,2})}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{F_{x,2} - F_{y,2}}{2}\right)^2 + F_{xy,2}^2} \geq -\beta_c A_{xy} \quad (93)$$

Durch getrenntes Betrachten der beiden Ungleichungen und Eliminieren der Wurzel ergibt sich auf der linken Seite (Zugseite) von Gleichung (93) folgende Bedingung:

$$F_{xy,2}^2 - (F_{x,2} - \beta_t A_{xy})(F_{y,2} - \beta_t A_{xy}) \leq 0 \quad (94)$$

Die Druckbedingung bleibt analog zu Gleichung (61) unverändert. Darum kann diese aufgrund des Materialgesetzes von *Ganz* übernommen werden und es wird auf diese nicht weiter eingegangen.

Kombination des linken Teils der Ungleichung (92) und der Gleichung (58) mit Gleichung (94), ergibt die Zugbedingung für den zusammengesetzten Steinquerschnitt:

$$F_{xy}^2 - (F_x - \beta_t(A_{xy} + A_x))(F_y - \beta_t A_{xy}) \leq 0 \quad (95)$$

Division durch das Quadrat der Querschnittsfläche A des Mauerwerks liefert die Bruchbedingung in Form von Spannungen:

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x - \beta_t \left(\frac{A_{xy} + A_x}{A} \right)) (\sigma_y - \beta_t \frac{A_{xy}}{A}) \leq 0 \quad (96)$$

Hierbei sind

$$\beta_t \left(\frac{A_{xy} + A_x}{A} \right) = f_{tx} \quad (97)$$

die einachsige Zugfestigkeit des gesamten Mauerwerks orthogonal zur Lagerfuge und

$$\beta_t \frac{A_{xy}}{A} = f_{ty} \quad (98)$$

die einachsige Zugfestigkeit des gesamten Mauerwerks parallel zur Lagerfuge.

Die modifizierte Fließbedingung für f_1 wird damit:

$$f_1 = \tau_{xy}^2 - (\sigma_x - f_{tx})(\sigma_y - f_{ty}) \leq 0 \quad (99)$$

Das Fließkriterium $f_2 \leq 0$, Gleichung (88), bleibt unverändert.

5.2.) Modifikation 2 - Berücksichtigung der Zugfestigkeit in der Fließfläche f_3

In dieser Modifikation wird die Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge berücksichtigt. Auch hier nimmt man Gleichung (57) für einachsig beanspruchte Querschnittsteile erneut an und erweitert die Schranke durch Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Steinmaterials β_t .

Für die einachsig beanspruchten Querschnittsteile gelten hier wiederum Gleichung (58) und (92).

Für die zweiachsig beanspruchten Querschnittsteile wird Gleichung (94) ausmultipliziert angeschrieben:

$$F_{xy,2}^2 - F_{x,2}F_{y,2} - \beta_t^2 A_{xy}^2 + F_{x,2}\beta_t A_{xy} + F_{y,2}\beta_t A_{xy} \leq 0 \quad (100)$$

Durch Linearkombination von Gleichung (100) und (61) und der Betrachtung des Grenzfalles „= 0“ erhält man:

$$-\beta_t^2 A_{xy}^2 + \beta_c^2 A_{xy}^2 + F_{x,2}\beta_t A_{xy} + F_{x,2}\beta_c A_{xy} + F_{y,2}\beta_t A_{xy} + F_{y,2}\beta_c A_{xy} = 0 \quad (101)$$

Anschließende Umformung liefert:

$$F_{x,2} = \frac{-A_{xy}(\beta_c^2 - \beta_t^2)}{\beta_t + \beta_c} - F_{y,2} \quad (102)$$

Gleichung (102) in (61) eingesetzt resultiert zu:

$$F_{xy,2}^2 - F_{y,2} \left(\frac{-A_{xy}(\beta_c^2 - \beta_t^2)}{\beta_t + \beta_c} - F_{y,2} \right) - \beta_c^2 A_{xy}^2 - A_{xy}\beta_c \left(\frac{-A_{xy}(\beta_c^2 - \beta_t^2)}{\beta_t + \beta_c} - F_{y,2} \right) - A_{xy}\beta_c F_{y,2} \leq 0 \quad (103)$$

Durch die Kombination vom linken Teil der Ungleichung (92) (Zugbegrenzung) bzw. Gleichung (58) und Gleichung (103) mit anschließender Division durch das Quadrat der Querschnittsfläche A , erhält man die Bedingungen für den zusammengesetzten Stein:

$$\tau_{xy}^2 - \frac{F_y}{A^2} \left(\frac{-A_{xy}(\beta_c^2 - \beta_t^2)}{\beta_t + \beta_c} - F_y \right) - \frac{\beta_c^2 A_{xy}^2}{A^2} - \frac{A_{xy}}{A^2} \beta_c \left(\frac{-A_{xy}(\beta_c^2 - \beta_t^2)}{\beta_t + \beta_c} - F_y \right) - \frac{A_{xy}}{A^2} \beta_c F_y \leq 0 \quad (104)$$

Weitere Umformung ergibt:

$$\tau_{xy}^2 + \frac{F_y A_{xy} \beta_c^2 - F_y A_{xy} \beta_t^2}{A^2 \beta_t + A^2 \beta_c} + \frac{F_y^2}{A^2} - \frac{\beta_c^2 A_{xy}^2}{A^2} - \frac{A_{xy}^2 \beta_c \beta_t^2 - A_{xy}^2 \beta_c^3}{A^2 \beta_t + A^2 \beta_c} + \frac{A_{xy} \beta_c F_y}{A^2} - \frac{A_{xy}}{A^2} \beta_c F_y \leq 0 \quad (105)$$

Anschließend werden die Steifigkeiten, Gleichung (75) und (98) in Form von

$$\beta_t = \frac{f_{ty} A}{A_{xy}} \quad \text{und} \quad \beta_c = \frac{f_{cy} A}{A_{xy}} \quad \text{eingesetzt:}$$

$$\tau_{xy}^2 + \frac{F_y A_{xy}^2 \frac{f_{cy}^2 A^2}{A_{xy}^2} - F_y A_{xy}^2 \frac{f_{ty}^2 A^2}{A_{xy}^2}}{A^3 (f_{cy} + f_{ty})} + \sigma_y^2 - f_{cy}^2 - \frac{A_{xy}^3 \frac{f_{cy} A}{A_{xy}} \cdot \frac{f_{ty}^2 A^2}{A_{xy}^2} - A_{xy}^3 \frac{f_{cy}^3 A^3}{A_{xy}^3}}{A^3 (f_{cy} + f_{ty})} \leq 0 \quad (106)$$

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y \frac{f_{cy}^2 - f_{ty}^2}{f_{cy} + f_{ty}} + \sigma_y^2 - f_{cy}^2 - \frac{f_{cy} f_{ty}^2 - f_{cy}^3}{f_{cy} + f_{ty}} \leq 0 \quad (107)$$

Weitere Umformung liefert:

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y (f_{cy} - f_{ty}) + \sigma_y^2 + \frac{-f_{cy}^3 - f_{cy}^2 f_{ty} - f_{cy} f_{ty}^2 + f_{cy}^3}{f_{cy} + f_{ty}} \leq 0 \quad (108)$$

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y (f_{cy} - f_{ty}) + \sigma_y^2 - f_{cy} f_{ty} \leq 0 \quad (109)$$

Die Fließbedingung f_3 laut Gleichung (89) wird im Falle der Zugspannungsberücksichtigung durch die nächststehende Bedingung ersetzt, welche aus Gleichung (109) folgt:

$$f_3 = \tau_{xy}^2 + \sigma_y (f_{cy} - f_{ty} + \sigma_y) - f_{cy} f_{ty} \leq 0 \quad (110)$$

Alternative Herleitung:

Die Fläche f_3 beschreibt einen räumlichen Kreiszyylinder, der durch die Festigkeiten f_{cy} und f_{ty} begrenzt ist. Im Modell ohne Zugfestigkeiten ist der Zylinder auf der Druckseite nur durch f_{cy} und auf der Zugseite im Ursprung entlang der σ_x -Achse beschränkt.

Man kann diese kreiszylindrische Form mit Hilfe der Gleichung eines projizierenden Kreises in verschobener Lage herleiten.

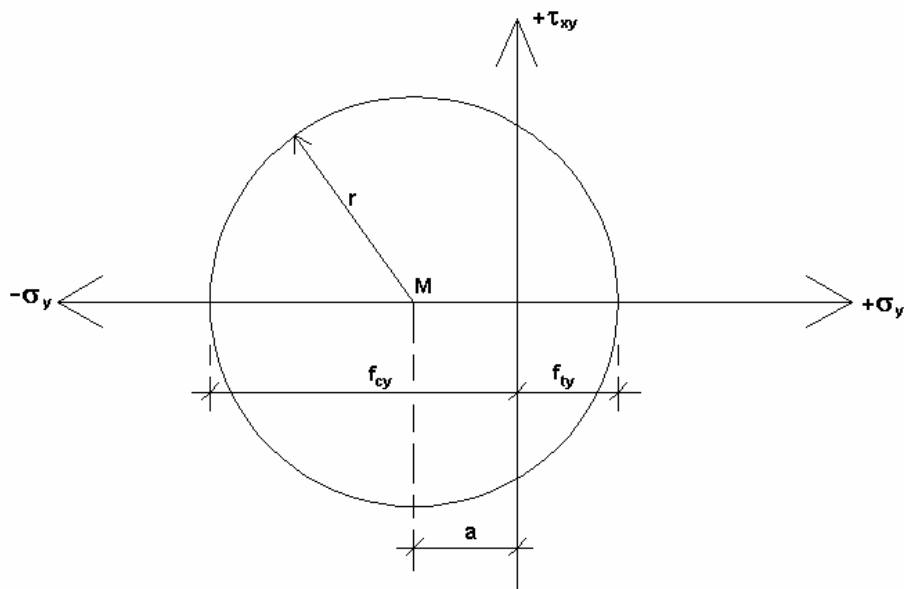


Bild 33: Graphische Herleitung der Erweiterung von f_3 um die Zugfestigkeit

Aus Bild 33 ist ersichtlich, dass für die Kreisparameter

$$r = \frac{f_{cy} + f_{ty}}{2} \quad (111)$$

und

$$a = f_{cy} - r \quad (112)$$

gilt.

Die zugeordnete Kreisgleichung lautet:

$$(\sigma_y + a)^2 + \tau_{xy}^2 = r^2 \quad (113)$$

$$\sigma_y^2 + \sigma_y(f_{cy} - f_{ty}) + \tau_{xy}^2 - f_{cy}f_{ty} = 0 \quad (114)$$

Womit schließlich das Fließkriterium resultiert:

$$f_3 = \tau_{xy}^2 + \sigma_y(f_{cy} - f_{ty} + \sigma_y) - f_{cy}f_{ty} \leq 0 \quad (115)$$

Vergleicht man Gleichung (115) mit Gleichung (110), so erkennt man, dass diese beiden Ungleichungen ident sind.

5.3.) Modifikation 3 - Berücksichtigung der Zugfestigkeit in der Fließfläche f_5

Hier wird die Zugfestigkeit in Kriterium 5 berücksichtigt. Dies geschieht durch das Verschieben der Abkappung (Tension Cut Off) um den Wert der vorher definierten Zugfestigkeit, f_{tx} . Es muss hierbei auch darauf geachtet werden, dass der Kreis oder, dreidimensional gesehen, der Kreiszyylinder, die ebenen Flächen des 4. Kriteriums (*Mohr-Coulomb* Kriterium), tangieren.

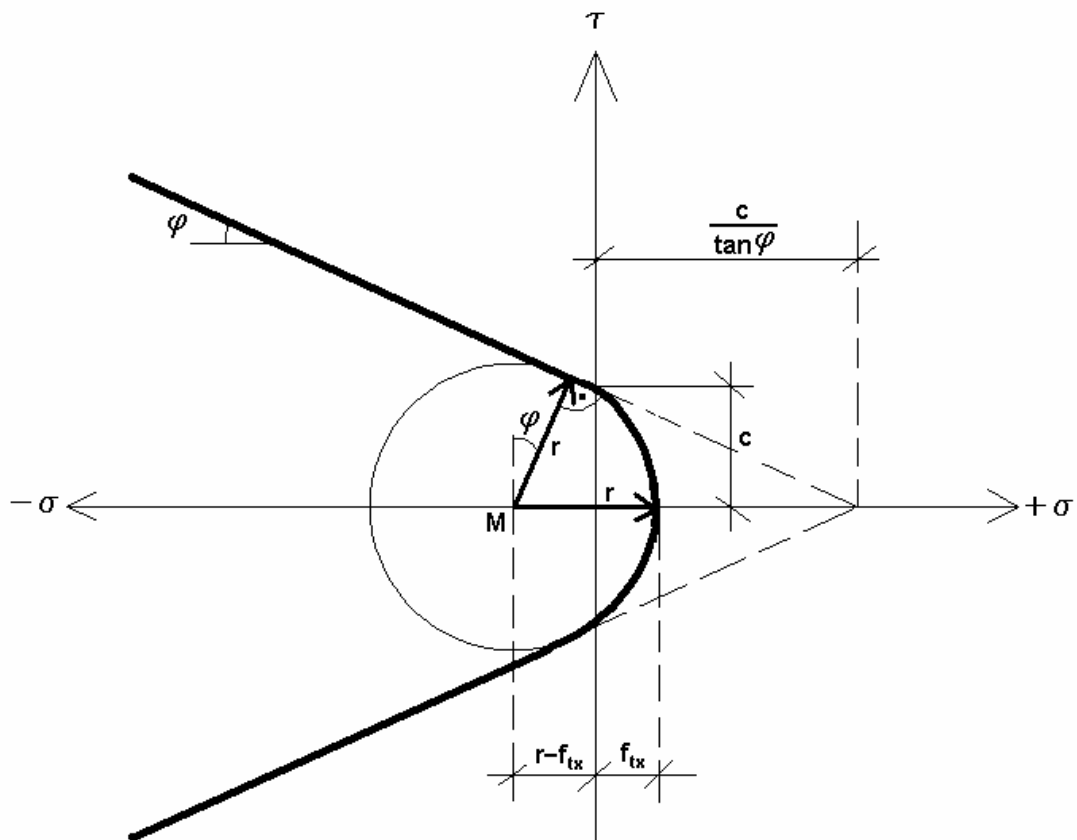


Bild 34: Erweiterung von f_5 um die Zugfestigkeit

Dafür muss zuerst der Radius des Kreises bestimmt werden. Aus Bild 34 ist ersichtlich, dass die Länge auf der σ -Achse, zwischen Ursprung und den Schnittpunkt der beiden Geraden, durch $\frac{c}{\tan \varphi}$ ausgedrückt werden kann.

Weiters gilt:

$$\sin \varphi = \frac{r}{r - f_{tx} + \frac{c}{\tan \varphi}} \quad (116)$$

Durch Umformen erhält man den gesuchten Radius r :

$$r = \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} \quad (117)$$

Die Gleichung eines Kreises mit entsprechend verschobenem Ursprung, beschreibt die Abkappung:

$$\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - (-[r - f_{tx}]))^2 = \tau_{xy}^2 + (\sigma_x + r - f_{tx})^2 = r^2 \quad (118)$$

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + 2\sigma_x r - 2\sigma_x f_{tx} - 2f_{tx} \cdot r + f_{tx}^2 = 0 \quad (119)$$

Im nächsten Schritt wird der Radius r aus (117) eingesetzt,

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + 2\sigma_x \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} - 2\sigma_x f_{tx} - 2f_{tx} \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} + f_{tx}^2 = 0 \quad (120)$$

und die modifizierte Fließbedingung formuliert.

$$f_5 = \tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + 2 \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} (\sigma_x - f_{tx}) - 2\sigma_x f_{tx} + f_{tx}^2 \leq 0 \quad (121)$$

5.4.) Modifikation 4 – Studie der Hypothesen „Drucker-Prager“ versus „Mohr-Coulomb“

Für das Gleiten entlang der Lagerfuge wird in dieser Studie versucht, anstatt der Fließhypothese nach *Mohr-Coulomb* (vergleiche Gleichung (53)), die Hypothese nach *Drucker-Prager* (Gleichung (52)) [11], [51] und [70] einzusetzen, wobei die Diskussionen um die Wahl der am besten geeignetesten Hypothese im konkreten Fall des Mauerwerks am Ende dieses Kapitels durchgenommen wird. Hierzu wird der Begriff „konservativ“ im baumechanischen Sinn eingeführt. Dieser beschreibt, dass bei der Dimensionierung von Bauteilen Tragreserven berücksichtigt werden, um die Sicherheit gegenüber Versagen zu gewährleisten.

Setzt man die Invarianten des Spannungstensors und des deviatorischen Spannungstensors (Gleichung (2), (11)) in die allgemeine Form der *Drucker-Prager* Fließhypothese (52) und betrachtet man dabei nur den Sonderfall des ebenen Spannungszustands, so besitzt die Hypothese folgende Form:

$$f_{DP} = \alpha(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{\frac{1}{3}(\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2) + \tau_{xy}^2} - k \leq 0 \quad (122)$$

Kalibrierung des Modells:

Um das Versagensmodell nach *Drucker-Prager*, Gleichung (122), an das Modell nach *Mohr-Coulomb* anzupassen, ist es notwendig, das Modell zu kalibrieren. Geometrisch stellt die Fließhypothese nach *Mohr-Coulomb* eine räumliche sechsseitige Pyramide dar. Die Hypothese nach *Drucker-Prager* stellt geometrisch einen Kegel dar. Das *Drucker-Prager* Modell kann entweder an den Umkreis, Inkreis oder einen Kreis zwischen Um- und Inkreis angepasst werden.

Hierzu werden aufgrund der nächststehenden Abbildung die Randbedingungen für die Variablen α und k definiert.

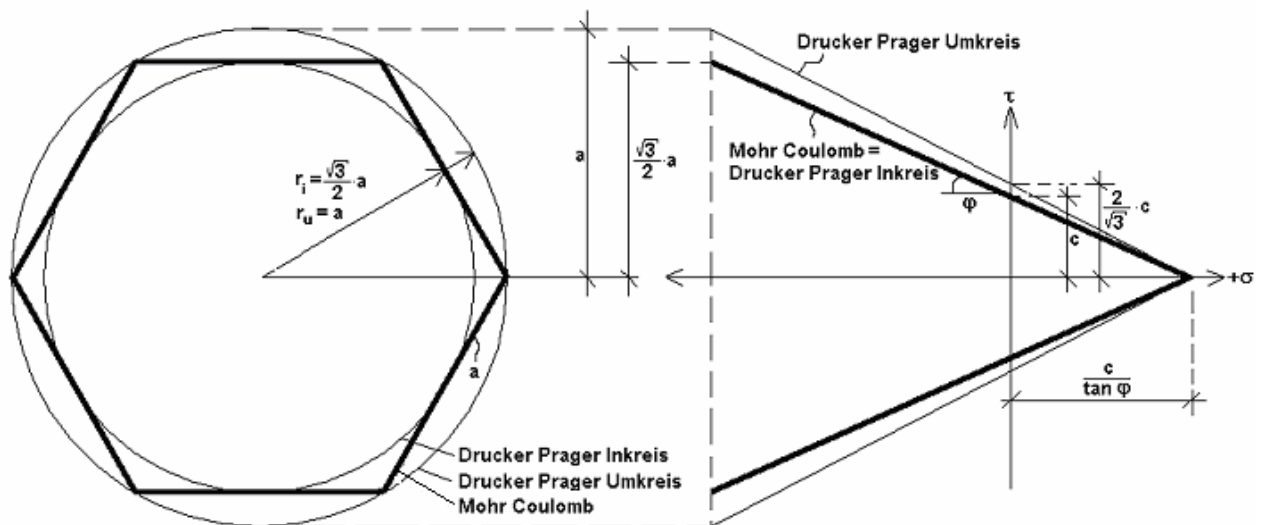


Bild 35: Gegenüberstellung und Angleichung der Fließflächen von *Drucker – Prager* und *Mohr – Coulomb*

Umkreis Kalibrierung: (schwach „konservativ“)

$$\text{RB: } \sigma_x = 0 \quad (123)$$

$$\sigma_y = 0$$

$$\tau_{xy} = \frac{2}{\sqrt{3}} c$$

$$f_{DP} = 0$$

$$f_{DP} = \alpha \cdot 0 + \sqrt{\frac{1}{3} \cdot 0 + \left(\frac{2}{\sqrt{3}} c\right)^2} - k = 0 \quad \Rightarrow k = \frac{2}{\sqrt{3}} c \quad (124)$$

$$\text{RB: } \sigma_x = \frac{c}{\tan \varphi} \quad (125)$$

$$\sigma_y = 0$$

$$\tau_{xy} = 0$$

$$f_{DP} = 0$$

$$f_{DP} = \alpha \left(\frac{c}{\tan \varphi}\right) + \sqrt{\frac{1}{3} \left(\frac{c}{\tan \varphi}\right)^2} - \frac{2}{\sqrt{3}} c = 0 \quad \Rightarrow \alpha = \frac{2}{\sqrt{3}} \tan \varphi - \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (126)$$

In Tabelle 1 sind weitere Werte für α und k für unterschiedliche Kalibrierungen aufgelistet.

Kalibrierung an den:	Randbedingungen:	α	k	Kommentar:
Umkreis	$\sigma_x = 0, \sigma_y = 0$ $\tau_{xy} = \frac{2}{\sqrt{3}}c, f_{DP} = 0$	$\frac{2}{\sqrt{3}} \tan \varphi - \frac{1}{\sqrt{3}}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}c$	Modell nach <i>Drucker-Prager</i> verhält sich stellenweise zu wenig konservativ
	$\sigma_x = \frac{c}{\tan \varphi}, \sigma_y = 0$ $\tau_{xy} = 0, f_{DP} = 0$			
Inkreis:	$\sigma_x = 0, \sigma_y = 0$ $\tau_{xy} = c, f_{DP} = 0$	$\tan \varphi - \frac{1}{\sqrt{3}}$	c	Modell nach <i>Mohr-Coulomb</i> verhält sich stellenweise zu wenig konservativ
	$\sigma_x = \frac{c}{\tan \varphi}, \sigma_y = 0$ $\tau_{xy} = 0, f_{DP} = 0$			
Mittelkreis: (zwischen In- und Umkreis)	$\sigma_x = 0, \sigma_y = 0$ $\tau_{xy} = \frac{\sqrt{3}+2}{\sqrt{3} \cdot 2}c,$ $f_{DP} = 0$	$\frac{1}{\sqrt{3}} \left(\frac{\sqrt{3}+2}{2} \tan \varphi - 1 \right)$	$\frac{\sqrt{3}+2}{\sqrt{3} \cdot 2}c$	Gibt approximativ eine gute Übereinstimmung beider Hypothesen
	$\sigma_x = \frac{c}{\tan \varphi}, \sigma_y = 0$ $\tau_{xy} = 0, f_{DP} = 0$			

Tabelle 1: Kalibrierungen für die Hypothese nach *Drucker-Prager*

Im vorher hergeleiteten Materialmodell für Mauerwerk wird für das Versagen zufolge des Gleitens entlang der Lagerfugen ein Kriterium nach der Hypothese von *Mohr-Coulomb* aufgestellt, wobei nicht das gesamte Modell der sechsseitigen Pyramide verwendet, sondern lediglich eine Mantelfläche der Pyramide zu einer Ebene ausgeweitet wird.

Für diese Versagensart ist die Hypothese nach *Drucker-Prager* jedoch ungünstig, da das Modell nach *Drucker-Prager* keine ebenen Flächen aufweist, sondern aus einer kegelförmigen Mantelfläche besteht. Das Gleiten entlang der Lagerfugen entspricht keinem isotropischen Versagensfall, sondern verhält sich richtungsabhängig. Somit folgt dieser Versagensfall einer ebenen Fließfläche, womit die Hypothese nach *Drucker-Prager* für diesen Anwendungsfall ungeeignet ist.

Anzumerken sei aber, dass die obenstehenden Herleitungen für die Kalibrierung beider Kriterien, für isotrope Materialien, beispielsweise im Stahlbau oder Gummiwesen Verwendung finden können.

5.5.) Modifikation 5 – Erweiterungen für eine Implementierung in das Finite Elemente Programm ANSYS

5.5.1.) Modifikation 5/a für das Modell ohne Zugfestigkeit

Die fünf angegebenen Kriterien sind Gleichungen für geometrische Figuren, welche gemeinsam die zusammengesetzte Fließfläche für unbewehrtes Mauerwerk bilden (siehe Bild 32). Die angegebenen Bereiche sind ebene oder gekrümmte Flächen. Es ist noch darauf zu achten, dass, wenn ein Spannungspunkt aus einer Fläche herausragt, tatsächlich die gesamte Konstruktion zum Fließen beginnt. Hierbei muss jede Fläche einzeln betrachtet werden.

Fließfläche für das Kriterium 1, Zugversagen des Mauerwerks:

Dabei wird der Zusammenhang zwischen aufnehmbaren horizontalen Zugspannungen σ_y bei gleichzeitig auftretenden großen vertikalen Druckspannungen σ_x formuliert. Geometrisch betrachtet wird dieses Kriterium durch einen elliptischen Kegelausschnitt definiert, wobei die Spitze des „Kegels“ bei Vernachlässigung der aufnehmbaren Zugspannungen im Ursprung und unter Mitberücksichtigung von Zugspannungen am Achsenschnittpunkt der Zugfestigkeiten f_{tx} f_{ty} liegt. Hierbei gilt, dass, wenn ein

Spannungspunkt den Kegel verlässt, auch gleichzeitig die kombinierte Fließfläche verlassen wird. Dieses Kriterium ist eindeutig und eine Positionierung des Spannungspunktes außerhalb des Kegels kann als Riss interpretiert werden.

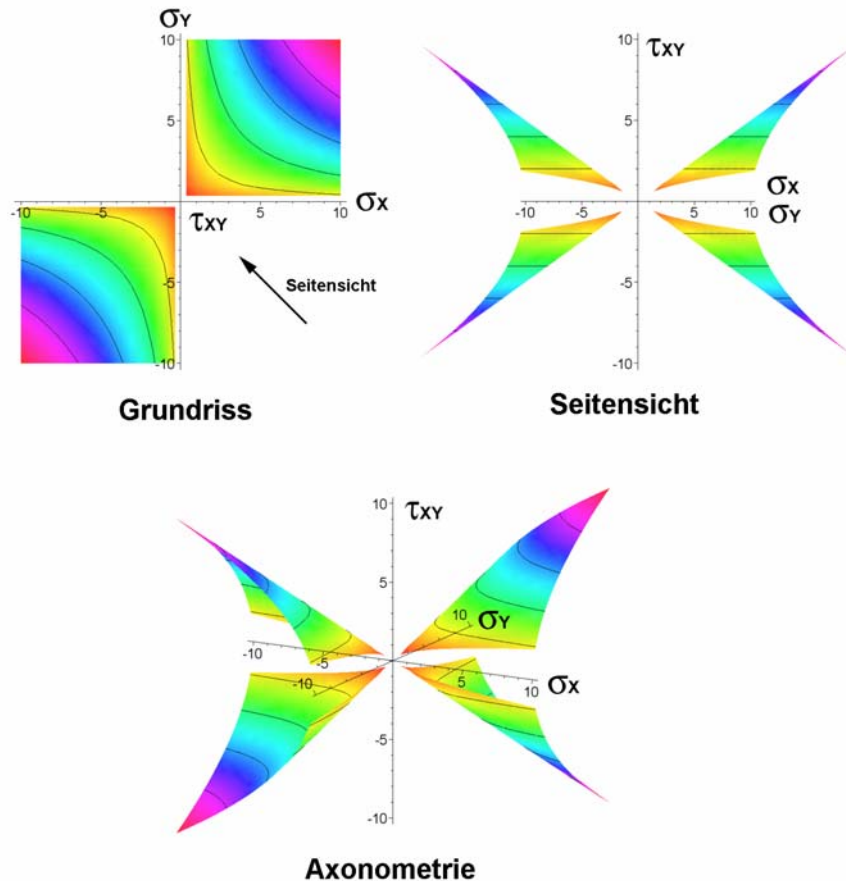


Bild 36: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 1, entnommen aus [126]

Fließfläche für das Kriterium 2, Druckversagen des Mauerwerks:

Durch das größere Querdehnvermögen des Mörtels gegenüber dem Stein haben die Mörtelfugen großen Einfluss auf die Mauerwerksdruckfestigkeit. Anstatt der Druckfestigkeit des Steinmaterials ist nur die wesentlich geringere globale Mauerwerksdruckfestigkeit erreichbar. Bedingt durch die Behinderung der Querdehnung des Mörtels entstehen im Stein Zugspannungen, welche zum Zugbruch der Steine führen. Diese Einflüsse werden durch die experimentell zu bestimmenden Mauerwerksdruckfestigkeiten f_{cx} und f_{cy} erfasst. Geometrisch betrachtet wird dieses Kriterium ebenfalls durch einen elliptischen Kegelausschnitt beschrieben, wobei die Spitze des „Kegels“ in der äußersten Druckzone bezogen auf σ_x und σ_y liegt, also im

Grenzfall der Druckfestigkeit f_{cx} und f_{cy} . Auch hier bedeutet ein Verlassen eines Spannungspunktes vom Kegel zugleich ein Verlassen der kombinierten Fließfläche, welches wiederum als Riss gedeutet werden kann.

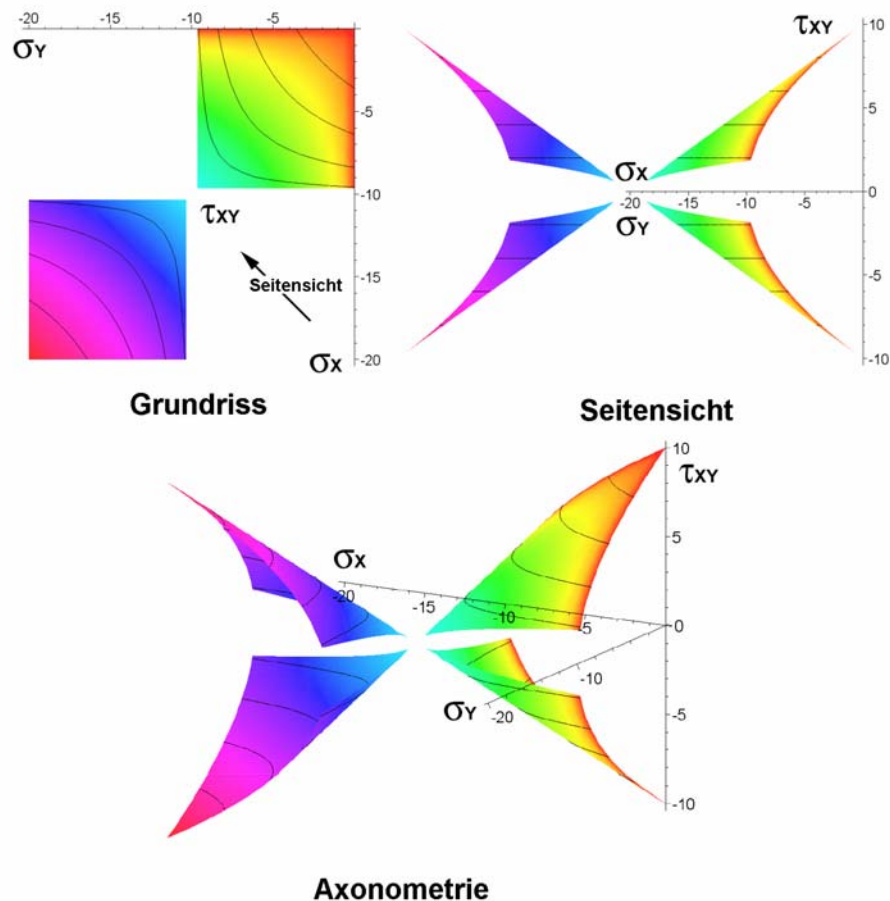


Bild 37: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 2, entnommen aus [126]

Fließfläche für das Kriterium 3, Schubversagen des Mauerwerks:

Bei Ausschluss von Zugspannungen wird durch Begrenzung der Hauptdruckspannungen, welche nur durch die zweiachsig beanspruchten Querschnittsteile des Steins abgetragen werden können, ein Schubspannungskriterium eingeführt. Die geometrische Form entspricht einem Kreiszylinderausschnitt mit dem Durchmesser f_{cy} bzw. $f_{cy} + f_{ty}$. Dieses Kriterium folgt aus der Anisotropie der Druckfestigkeit und verschwindet für den isotropen Sonderfall $f_{cx} = f_{cy}$. Bezüglich dieser

Fläche gilt, dass ein außerhalb dieser Fläche gelegener Spannungspunkt gleich mit dem Versagen des Mauerwerks in Verbindung gesetzt werden kann.

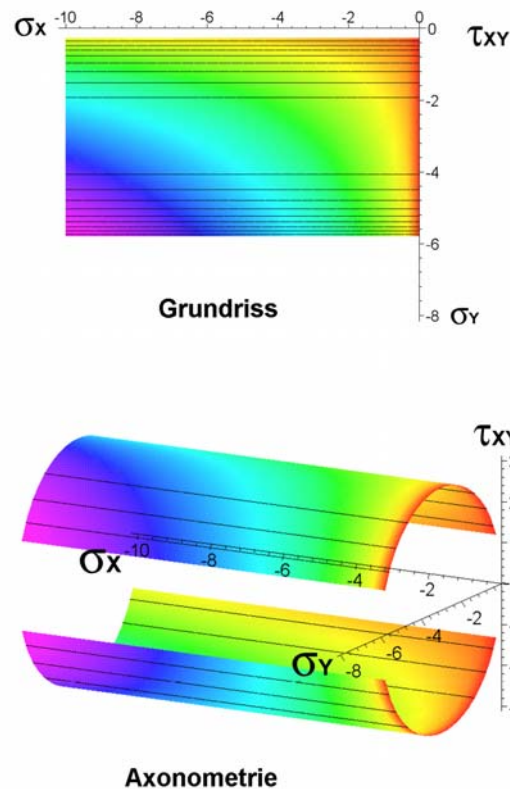


Bild 38: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 3, entnommen aus [126]

Fließfläche für das Kriterium 4, Schubversagen der Lagerfugen:

Dieses Kriterium dient zur Berücksichtigung des Schubversagens der Lagerfugen, das nach dem *Mohr-Coulombschen* Reibungsgesetz definiert wird. Hierbei betrachtet man eine Seitenfläche der sechsseitigen Pyramide und erweitert diese zu einer Ebene. Geometrisch gesehen stellt dieses Kriterium daher eine Ebene dar. Hierbei gilt analog zu den vorher untersuchten Flächen, dass, wenn ein Spannungspunkt diese Ebene verlässt, es auch gleichzeitig die kombinierte Fließfläche verlässt. Dieses Kriterium ist eindeutig und eine Positionierung des Spannungspunktes außerhalb dieser Ebene kann ebenfalls als Riss gedeutet werden.

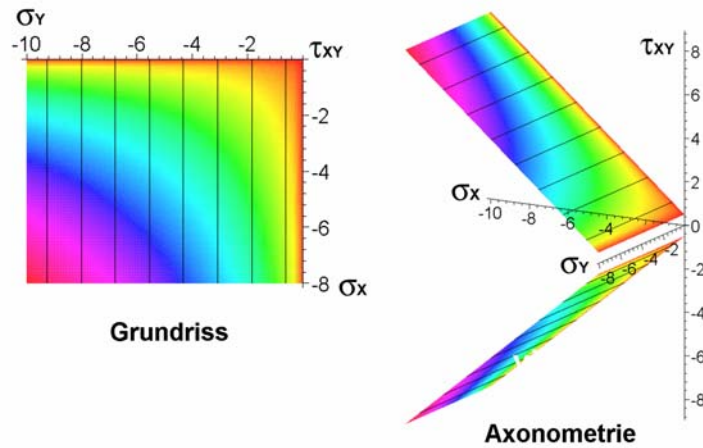


Bild 39: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 4, entnommen aus [126]

Fließfläche für das Kriterium 5, Zugversagen der Lagerfugen:

Dieses Kriterium entspricht einer Abkappung der vierten Fließfläche, welche einen Trennbruch der Lagerfugen beschreibt. Geometrisch gesehen bildet dieses Kriterium einen Kreiszyklinderausschnitt mit dem Radius: $r = c \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$.

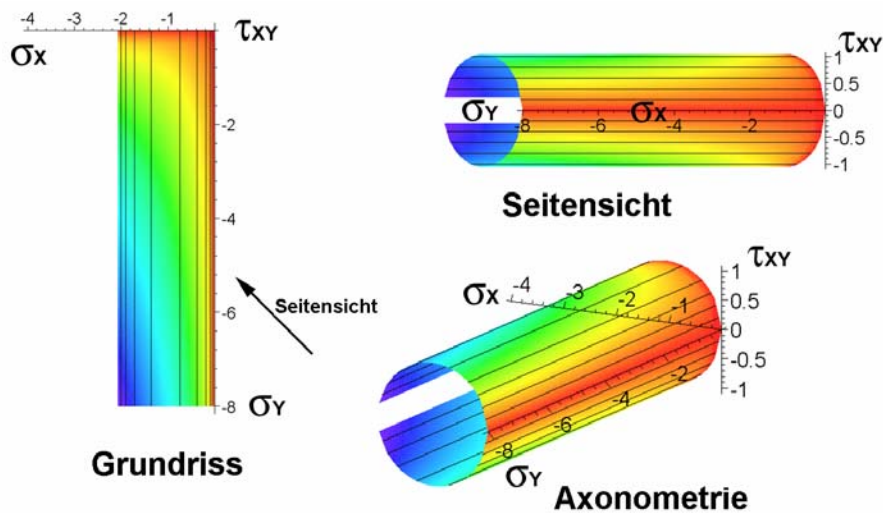


Bild 40: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 5, entnommen aus [126]

Hierbei tritt das Phänomen auf, dass das Verlassen eines Spannungspunktes von diesem Zylinder nicht unbedingt ein Verlassen der zusammengesetzten Fließfläche zur Folge hat. Dies bedeutet, dass ein Verletzen dieses Kriteriums nicht sofort mit einem Riss im Mauerwerk gleichzusetzen ist. Man muss in diesem Fall die Kanten zwischen

Kriterium 4 und dem Zylinder bestimmen und ein Zusatzkriterium einführen, welches die Richtung des Spannungsvektors erörtert:

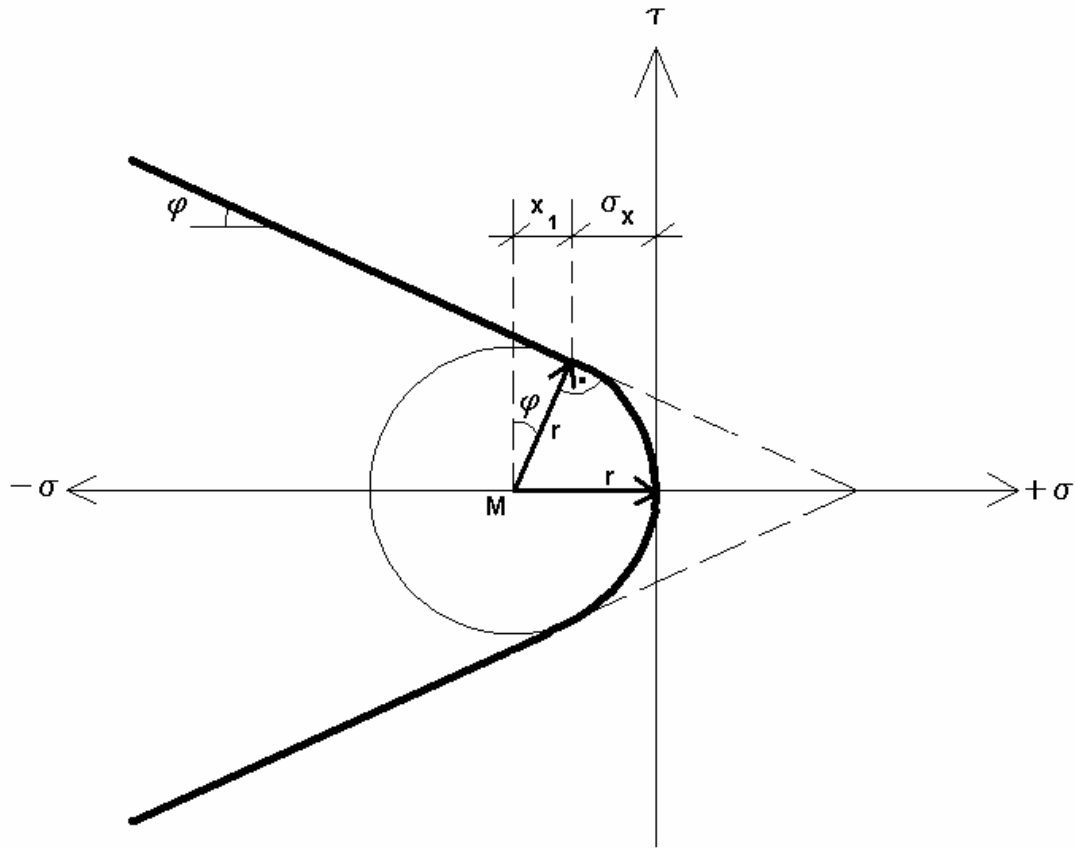


Bild 41: Ebener Schnitt durch die Fließflächen 4 und 5 zur Ermittlung von r und x_1

$$x_1 = r \sin \varphi \quad (127)$$

$$-\sigma_x = r - x_1 \quad (128)$$

$$-\sigma_x = c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \sin \varphi = c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) (1 - \sin \varphi) \quad (129)$$

Das Zusatzkriterium zu Kriterium 5 lautet somit Kriterium 5/T2:

$$f_{5/T2} = c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) (1 - \sin \varphi) + \sigma_x \geq 0 \quad (130)$$

Es müssen Kriterium 5/T1 lt. Gleichung (91) und Kriterium 5/T2 lt. Gleichung (130) miteinander kombiniert werden, da diese gleichzeitig gelten. Für die Implementierung in ein Computerprogramm wird folgende Form gewählt:

$$f_{5/T1} : \tau_{xy}^2 + \sigma_x \left[\sigma_x + 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \begin{array}{l} \leq 0 \Rightarrow f_{5/T1} = 0 \\ > 0 \Rightarrow f_{5/T1} = 1 \end{array} \quad (131)$$

Der Fall $f_{5/T1} = 0$ bedeutet, dass der Punkt innerhalb, für $f_{5/T1} = 1$ außerhalb des Zylinders liegt. Liegt der Punkt außerhalb des Zylinders, bedeutet dies nicht zwangsläufig, dass plastisches Materialverhalten vorliegt. Dazu muss das Kriterium $f_{5/T2}$ verifiziert werden.

$$f_{5/T2} : c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)(1 - \sin \varphi) + \sigma_x \begin{array}{l} \geq 0 \Rightarrow f_{5/T2} = 1 \\ < 0 \Rightarrow f_{5/T2} = 0 \end{array} \quad (132)$$

Für $f_{5/T2} = 1$ gilt, dass der betrachtete Spannungspunkt im Bereich von $-\sigma_x \leq c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)(1 - \sin \varphi)$ liegt; dementsprechend gilt weiters, dass er außerhalb des erwähnten Bereichs liegt und somit das Kriterium $f_{5/T1}$ für diesen Lastfall nicht maßgebend ist.

Im nächsten Schritt werden $f_{5/T1}$ und $f_{5/T2}$ multiplikativ miteinander kombiniert. Damit kann zwischen vier Fällen unterschieden werden:

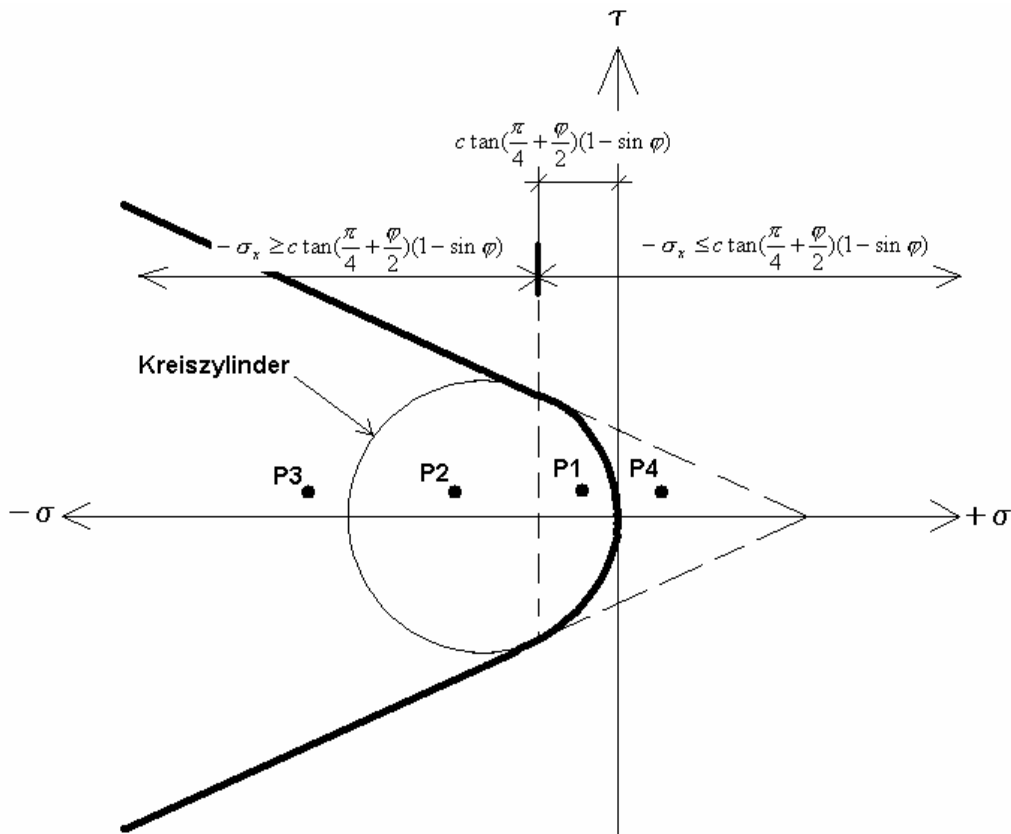


Bild 42: Fallunterscheidung für die Spannungen

$$P1: f_{S/T1} \cdot f_{S/T2} = 0 \cdot 1 = 0 \quad (133)$$

Der Spannungspunkt liegt innerhalb der kombinierten Fließfläche (sowohl im Zylinder als auch im Bereich $f_{S/T2}$); das Mauerwerk erfährt keine Risse.

$$P2: f_{S/T1} \cdot f_{S/T2} = 0 \cdot 0 = 0 \quad (134)$$

Der Spannungspunkt liegt nicht im Bereich von f_5 ; das heißt, dass das Mauerwerk bezüglich dieses Kriteriums keine Risse erfährt. Der Punkt liegt außerhalb des Bereichs $f_{S/T2}$, aber innerhalb des Zylinders. Dieses Kriterium ist für den gewählten Lastfall nicht maßgebend.

$$P3: f_{S/T1} \cdot f_{S/T2} = 1 \cdot 0 = 0 \quad (135)$$

Der Spannungspunkt liegt nicht im Bereich von f_5 ; das heißt, dass das Mauerwerk bezüglich dieses Kriteriums keine Risse erfährt. Der Punkt liegt außerhalb des Bereichs $f_{5/T2}$ und außerhalb des Zylinders. Dieses Kriterium ist für den gewählten Lastfall nicht maßgebend.

$$P4: f_{5/T1} \cdot f_{5/T2} = 1 \cdot 1 = 1 \quad (136)$$

Dies ist der einzige Fall, der für das Kriterium f_5 maßgebend ist. Der Spannungspunkt liegt außerhalb des Zylinders und innerhalb des Bereichs $f_{5/T2}$.

Demzufolge liegt der Spannungspunkt außerhalb der kombinierten Fließfläche. Als Resultat entstehen im Mauerwerk Risse.

5.5.2.) Modifikation 5/b für das Modell mit Zugfestigkeit

In diesem Punkt wird analog zu Modifikation 5/a vorgegangen. Auch hier wird lediglich das Kriterium 5 in Bezug auf Gleichung (121), in Betracht gezogen. Dieses Kriterium dient ebenfalls zur Abkappung der Fließfläche f_4 , welche einen Trennbruch der Lagerfugen mit Berücksichtigung von Zugfestigkeiten beschreibt. Geometrisch gesehen bildet dieses Kriterium einen Kreiszyklinderausschnitt mit dem Radius

$$r = \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi}. \text{ Hierbei tritt ebenfalls das Phänomen auf, dass ein Verlassen}$$

eines Spannungspunktes von diesem Zylinder nicht unbedingt ein Verlassen der zusammengesetzten Fließfläche zur Folge hat. Man muss in diesem Fall wiederum die Kanten zwischen Kriterium 4 und dem Zylinder bestimmen und ein Zusatzkriterium einführen, welches die Richtung des Spannungsvektors erörtert.

Weiters muss in diesem Fall darauf geachtet werden, dass die Bedingung,

$$f_{tx} \leq \frac{c}{\tan \varphi} \quad (137)$$

gilt.

Ist die Bedingung (137) erfüllt, so muss der Radius $r = 0$ gesetzt werden. Die Konsequenz des Nichterfüllens dieser Bedingung ist die Einstellung der Festigkeit

$$f_{tx} = \frac{c}{\tan \varphi} \text{ für gesamte weitere Berechnung.}$$

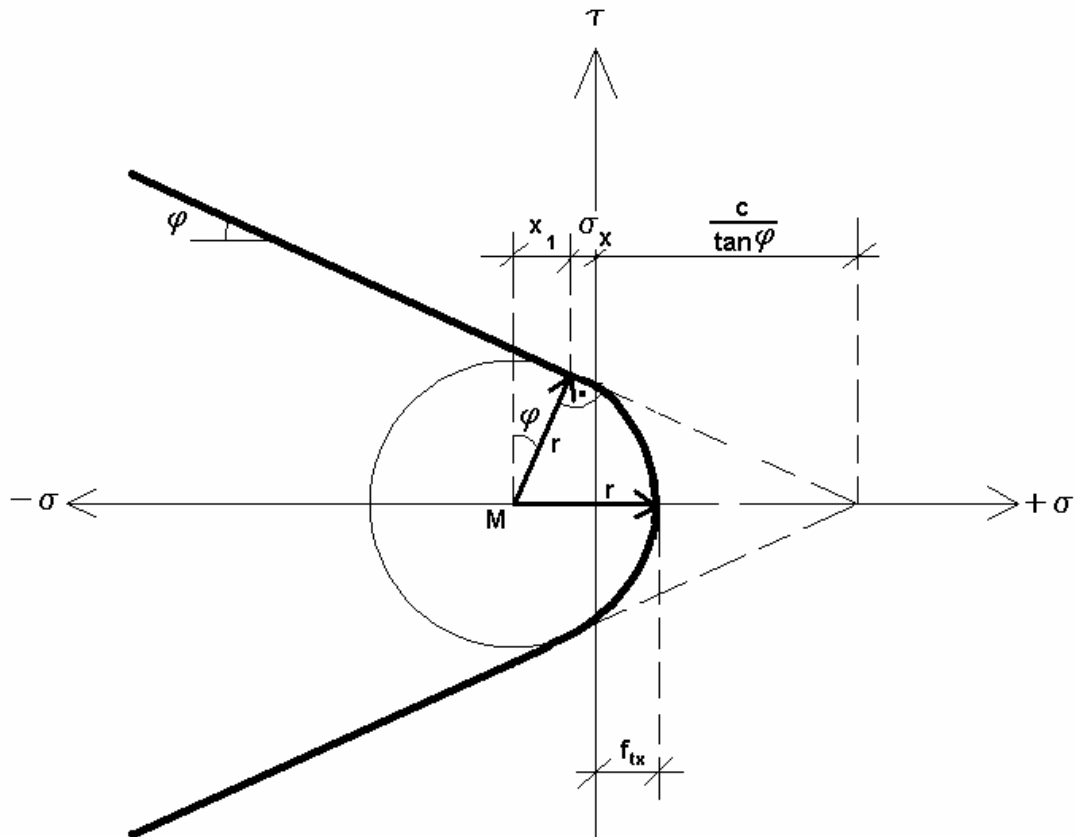


Bild 43: Ebener Schnitt durch die Fließflächen 4 und 5 zur Ermittlung von r und x_1

$$x_1 = r \sin \varphi \tag{138}$$

$$-\sigma_x = r - f_{tx} - x_1 \quad \Rightarrow \quad r = \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} \tag{139}$$

$$-\sigma_x = \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} - f_{tx} - \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} \sin \varphi = \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} (1 - \sin \varphi) - f_{tx} \quad (140)$$

Das Zusatzkriterium zu Kriterium 5 lautet somit Kriterium 5/T2:

$$f_{5/T2} = c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx} - f_{tx} + \sigma_x \geq 0 \quad (141)$$

Im Folgenden wird das Kriterium gemäß Gleichung (121) als $f_{5/T1}$ bezeichnet.

Die Kombination von $f_{5/T1}$ und $f_{5/T2}$ erfolgt analog wie bei Modifikation 5/a:

$$f_{5/T1} : \begin{aligned} \tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + 2 \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} (\sigma_x - f_{tx}) - 2\sigma_x f_{tx} + f_{tx}^2 &\leq 0 \Rightarrow f_{5/T1} = 0 \\ &> 0 \Rightarrow f_{5/T1} = 1 \end{aligned} \quad (142)$$

Der zweite Teil ist mit

$$f_{5/T2} : \begin{aligned} c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx} - f_{tx} + \sigma_x &\geq 0 \Rightarrow f_{5/T2} = 1 \\ &< 0 \Rightarrow f_{5/T2} = 0 \end{aligned} \quad (143)$$

gegeben.

Die Interpretation und Kombinationsregeln zwischen $f_{5/T1}$ und $f_{5/T2}$ kann aus der Modifikation 5/a sinngemäß entnommen werden.

5.6.) Fließfläche des neuen Modells

Es entsteht somit mit den vorher formulierten Modifikationen ein neues Materialmodell für unbewehrtes Mauerwerk mit Berücksichtigung von Zugfestigkeiten. Dieses Modell beinhaltet sowohl die Zugspannungen parallel, als auch die Zugspannungen orthogonal zu den Lagerfugen. Es arbeitet hinreichend genau und kommt mit 5 Kriterien aus. Bezüglich der Komplexität hat sich dieses Modell gegenüber dem ursprünglichen Modell von *Ganz* für unbewehrtes Mauerwerk ohne Zugfestigkeit somit nicht wesentlich gesteigert. Dennoch ist es mit diesem Modell möglich, die meisten Phänomene für „In-Plane – In der Wandebene“ Betrachtungen von Mauerwerk abzudecken.

Die neuen Fließgesetze lauten:

$$f_1 = \tau_{xy}^2 - (\sigma_x - f_{tx})(\sigma_y - f_{ty}) \leq 0 \quad (144)$$

$$f_2 = \tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_{tx})(\sigma_y + f_{ty}) \leq 0 \quad (145)$$

$$f_3 = \tau_{xy}^2 + \sigma_y (f_{cy} - f_{ty} + \sigma_y) - f_{cy} f_{ty} \leq 0 \quad (146)$$

$$f_4 = \tau_{xy}^2 - (c - \sigma_x \tan(\varphi))^2 \leq 0 \quad (147)$$

$$f_5 = \tau_{xy}^2 + \sigma_x^2 + 2 \frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot f_{tx}}{1 - \sin \varphi} (\sigma_x - f_{tx}) - 2 \sigma_x f_{tx} + f_{tx}^2 \leq 0 \quad (148)$$

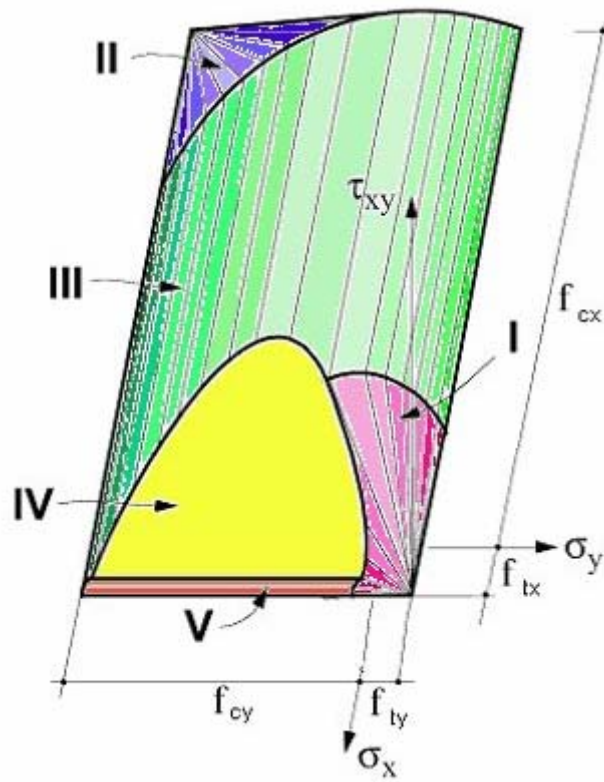


Bild 44: Zusammengesetzte Fließfläche des neuen Materialmodells

- f_1 : Zugversagen im Stein
- f_2 : Druckversagen im Stein
- f_3 : Schubversagen im Stein
- f_4 : Gleiten entlang der Lagerfuge
- f_5 : Zugversagen (Trennbruch) in den Lagerfugen

6.) Materialkennwerte des Mauerwerks

Um Mauerwerk numerisch analysieren zu können ist es vorweg notwendig, die Eingangsparameter zu verifizieren. Falls keine experimentell evaluierten Werte für die Berechnung vorhanden sind, kann man mit den in diesem Abschnitt präsentierten Verfahren die notwendigen Eingangsparameter ableiten. Hier wird von einem orthotropen Materialverhalten ausgegangen.

6.1.) Druckfestigkeit orthogonal zu den Lagerfugen: f_{cx}

Die Druckfestigkeit des Mauerwerks orthogonal zu den Lagerfugen ist aus experimentellen Versuchen und theoretischen Herleitungen dokumentiert. Um den Wert der Druckfestigkeit zu bestimmen, werden Mauerwerkspfeiler oder Scheiben unterschiedlicher Formen und Dimensionen unter steigendem konzentrischem Druck belastet. Das Versagen tritt durch die Entstehung von Rissen parallel zur Belastungsrichtung auf. Die eigentliche Ursache des Druckversagens ist das Zugversagen (Querzug) des Steins.

Die ermittelte Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen f_{cx} wird meist in Abhängigkeit von der Steindruckfestigkeit $f_{bc,vert}$ und der Mörteldruckfestigkeit f_{mc} formuliert. Zahlreiche andere Forschungsarbeiten behandeln die statistische Auswertung von Versuchsergebnissen mit dem Ziel, empirische Beziehungen für die Mauerwerkdruckfestigkeit in Abhängigkeit der Druckfestigkeiten von Mörtel und Stein aufzustellen. Der Kenntnisstand wurde umfangreich in [10], [15], [111], [127], [132] und [139] zusammengefasst.

Einige ausgewählte Beziehungen sind nachfolgend mit den dazugehörigen Einheiten angegeben.

$$f_{cx} = 0,45 \sqrt{f_{mc} \cdot f_{bc,vert}^2} \quad [\text{kp/cm}^2], \text{ Hermann, [127]} \quad (149)$$

$$f_{cx} = \left(\sqrt{1 + 0,15 f_{bc,vert}} - 1 \right) \cdot (8 + 0,057 f_{mc}) \quad [\text{kp/cm}^2], \text{ Haller, [127]} \quad (150)$$

$$f_{cx} = f_{bc,vert} \left(0,33 + \frac{1}{f_{bc,vert}} \right) \cdot \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{f_{mc}}{f_{bc,vert}}} \right) \quad [\text{kp/cm}^2], \text{ Oniszczyk, [139]} \quad (151)$$

$$f_{cx} = \sqrt{f_{bc,vert}} \cdot \sqrt[3]{f_{mc}} \quad [\text{kp/cm}^2], \text{ Bröcker, [139]} \quad (152)$$

$$f_{cx} = \frac{7}{5} \sqrt{2,5 f_{bc,vert}} \cdot \sqrt[4]{f_{mc}} \quad [\text{kp/cm}^2], \text{ Brenner, [139]} \quad (153)$$

$$f_{cx} = 1,59 + 0,205 f_{mc} + 0,189 f_{bc,vert} \dots \dots \dots \text{für } f_{bc,vert} \geq 10 \text{ MPa} \quad [\text{MPa}], \text{ Grimm, [41]} \quad (154)$$

$$f_{cx} = 0,83 f_{bc,vert}^{0,66} f_{mc}^{0,18} \quad [\text{MPa}], \text{ Mann, [71]} \quad (155)$$

$$f_{cx} = 0,10 f_{bc,vert} + 0,2 f_{mc} + 4 \sqrt{f_{bc,vert}} + 14 \sqrt{f_{mc}} \quad [\text{MPa}], \text{ Shi, [130]} \quad (156)$$

$$f_{cx} = \frac{f_{bc,vert}}{6} + \frac{\sqrt{f_{bc,vert} \cdot f_{mc}}}{4} - \frac{f_{mc}}{20} + 1,4 \quad [\text{MPa}], \text{ Tassios, [29]} \quad (157)$$

$$f_{cx} = K \cdot f_{bc,vert}^{0,7} \cdot f_{mc}^{0,3} \dots \text{mit } K = 0,25 \div 0,8 \quad [\text{MPa}], \text{ EC6, [86]} \quad (158)$$

6.2.) Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen: f_{cy}

Die Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen ist durch das Versagen der Kohäsion in den Lagerfugen bestimmt [128]. Dadurch geht die Verbundwirkung des Mauerwerkkörpers schon bei geringen Lasten weitgehend verloren. Die Kraftübertragung erfolgt daraufhin ausschließlich über die Stoßfugen, deren Ausführungsqualität somit für die Festigkeit maßgebend wird. *Guggisberg* und *Thürlimann* [43] schlagen deshalb vor, die horizontale Mauerwerksdruckfestigkeit f_{cy} bei gleichzeitiger geringer vertikaler Beanspruchung $\sigma_x \cong 0,1 \cdot f_{cx}$ zu ermitteln. Dieser Vorschlag ist auch in die schweizerische Mauerwerksnorm SIA 177/2 [92] aufgegriffen worden. Zur groben Abschätzung der horizontalen Festigkeitswerte schlägt *Glitzka* [38], gestützt auf einer Literaturlauswertung die Abminderung der vertikalen Festigkeitswerte folgendermaßen vor:

Mauerwerk aus Vollsteinen:

$$f_{cy} = 0,75 \cdot f_{cx} \quad (159)$$

Mauerwerk aus gelochten Steinen:

$$f_{cy} = 0,5 \cdot f_{cx} \quad (160)$$

Laut verbaler Auskunft von Herrn *Dipl.-Ing. Michael Kogler*, Product Manager der Firma Wienerberger AG, einer der größten Ziegelhersteller Europas, kann man die Parameter für Hochloch- und Vollziegel wie folgt abschätzen:

$f_{bc,vert}$	$f_{bc,horiz}$
[N/mm ²]	[N/mm ²]
20	2,5
15	2,0
12	1,5
10	1,0
7,5	0,5

Tabelle 2: Steindruckfestigkeiten für Hochlochziegel

$f_{bc,vert}$	$f_{bc,horiz}$
[N/mm ²]	[N/mm ²]
15-20	15-20

Tabelle 3: Steindruckfestigkeiten für Vollziegel

Weiters gab *Kogler* nachfolgende Gleichung an, mit der auf eine globale horizontale Mauerwerksfestigkeit geschlossen wird:

$$f_{cy} = 0,85 \cdot 0,7 \cdot f_{bc,horiz}^{0,7} \quad (161)$$

6.3.) Zugfestigkeit orthogonal zu den Lagerfugen: f_{tx}

Die Zugfestigkeit von Mauerwerk ist im Vergleich zur Druckfestigkeit, ähnlich wie bei Beton, relativ gering [139].

Beim Zug senkrecht zu den Lagerfugen bilden sich Risse entlang der Lagerfugen (siehe Bild 45). Für die Ermittlung der Mauerwerkszugfestigkeit werden folgende Beziehungen vorgeschlagen:

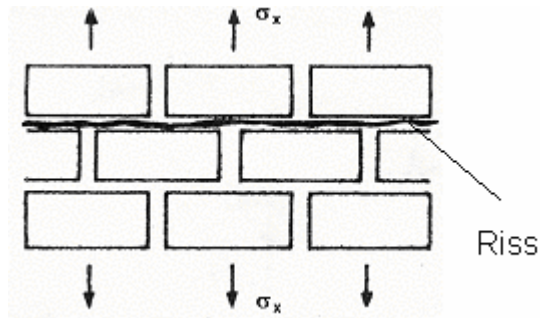


Bild 45: Risse, senkrecht zu den Lagerfugen, entnommen aus [139]

$$f_{tx} = f_{tbm} \quad \text{Drysdale/Hamid, [26]} \quad (162)$$

f_{tbm} = Haftzugfestigkeit zwischen Steinen und Mörtel

$$f_{tx} = \frac{2}{3} \cdot f_{mt} \quad \text{Tassios, [29]} \quad (163)$$

f_{mt} = Zugfestigkeit des Mörtels

6.4.) Zugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen: f_{ty}

Eine umfassende Literaturstudie zur Bestimmung der Zugfestigkeit von Mauerwerk findet sich bei *Backes* [128]. Er stellt fest, dass das Zugverhalten von Mauerwerk meist mit Diagonal- und Spaltzugversuchen untersucht wird. *Backes* [5] leitet für die von ihm beobachteten Versagensarten 3 verschiedene Bruchtypen her (siehe Bild 46).

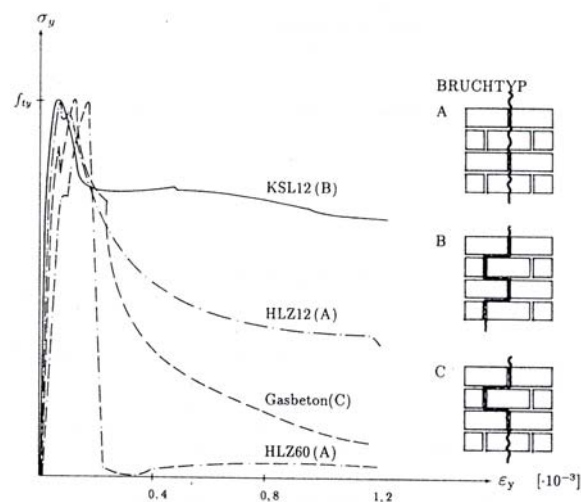


Bild 46: Entfestigungsverhalten von Mauerwerk für verschiedene Versagensarten unter einachsiger Zugbeanspruchung, entnommen aus [35]

Risse können entweder in Mauerstein und Mörtelfugen (Bruchtyp A), oder nur in den Fugen (Bruchtyp B) auftreten [139]. Bruchtyp C stellt eine Mischform zwischen den vorher erwähnten Bruchtypen dar.

Bruchtyp A (siehe Bild 47) findet meistens statt, wenn die Mauersteine von schlechter Qualität sind und/oder große Druckspannungen senkrecht zu den Lagerfugen wirken. Der Ermittlung der Zugfestigkeit im Bruchtyp A liegen folgende Beziehungen zugrunde:

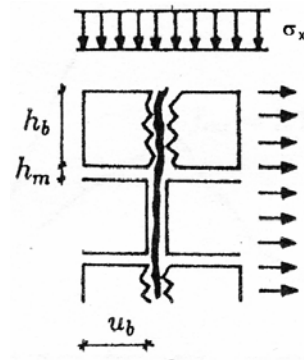


Bild 47: Bruchtyp A, entnommen aus [139]

$$f_{ty, BT_A} = \frac{f_{ibm} + f_{bt, horiz}}{2(1 + \alpha)} + \frac{f_{mt}}{1 + \frac{1}{\alpha}} \quad \text{Drysdale/Hamid, [26]} \quad (164)$$

$$\alpha = \frac{h_m}{h_b}$$

$f_{bt, horiz}$ = horizontale Steinzugfestigkeit

$$f_{ty, BT_A} = \frac{h_b \cdot f_{bt, horiz}}{2(h_b + h_m)} \quad \text{Tassios, [29]} \quad (165)$$

$$f_{ty, BT_A} = \frac{f_{bt, horiz}}{2} \quad \text{Mann, [71]} \quad (166)$$

Bruchtyp B (siehe Bild 48) findet meistens statt, wenn die Mauersteine eine relativ hohe Festigkeit und der Mörtel eine geringe Festigkeit haben und/oder kleine Druckspannungen senkrecht zu den Lagerfugen wirken. Die Ermittlung der Zugfestigkeit im Bruchtyp B basiert auf folgende Beziehungen:

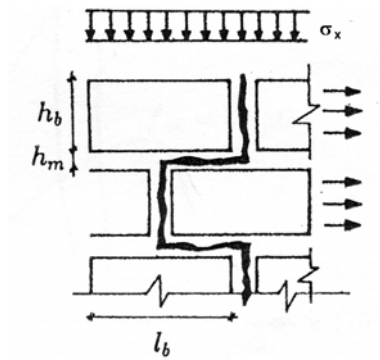


Bild 48: Bruchtyp B, entnommen aus [139]

$$f_{ty,BT-B} = \frac{f_{ibm}}{1+\alpha} + \frac{f_{mt}}{1+\frac{1}{\alpha}} + \beta \frac{f_{sbm}}{2(1+\alpha)} \quad \text{Drysdale/Hamid, [26]} \quad (167)$$

$$\alpha = \frac{h_m}{h_b}, \quad \alpha = \frac{l_b}{h_b}$$

f_{sbm} = Haftscherfestigkeit zwischen Steinen und Mörtel

$$f_{ty,BT-B} = \frac{l_b \cdot \tau_u}{2(h_b + h_m)} \quad \text{Tassios, [29]} \quad (168)$$

τ_u = Schubfestigkeit

$$f_{ty,BT-B} = \frac{u_b \cdot \tau_u}{2(h_b + h_m)} \quad \text{Mann, [71]} \quad (169)$$

6.5.) Schubfestigkeit: τ_u ; Kohäsion - Anfangs Scherfestigkeit: c ; Dilatanzwinkel: φ

Die Schubfestigkeit entspricht dem *Mohr-Coulombschen* Reibungsmodell welches, in der allgemeinen Form folgenderweise angeschrieben werden kann.

$$\tau_u = c + \tan(\varphi)(-\sigma_x) \quad (170)$$

Die Kohäsionszahl c (Anfangsscherfestigkeit) kann aus der Norm EN 1996-1-1 [86] entnommen werden. In dieser Norm sind unter Tabelle 3.4. die Anfangs-Haftscherfestigkeiten in den Lagerfugen für verschiedene Steinklassen und Mörtelklassen zu finden.

Masonry units	f_{vko} (N/mm ²)			
	General purpose mortar of the Strength Class given		Thin layer mortar (≤ 3 mm bed joint)	Lightweight mortar
Clay	M10 - M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 - M9	0,20		
	M1 - M2	0,10		
Calcium silicate	M10 - M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 - M9	0,15		
	M1 - M2	0,10		
Aggregate concrete	M10 - M20	0,20	0,30	0,15
Autoclaved Aerated Concrete	M2,5 - M9	0,15		
Manufactured stone	M1 - M2	0,10		
Dimensioned natural stone				

Tabelle 4: Werte für die Anfangsscherfestigkeit, entnommen aus [86]

Der Reibungs- bzw. Dilatanzwinkel ist ebenfalls in der Norm EN 1996-1-1 [86] unter Pkt. 3.6.2 mit $\tan \varphi = 0,4$ angegeben. Dies entspricht einen Winkel $\varphi = 21,8^\circ$. Im Generellen variiert der Winkel $\varphi = 20^\circ - 30^\circ$.

Im Allgemeinen liegt der Wert τ_u im Bereich von $\tau_u = 0,2 - 2,5$ MPa. Die Schubfestigkeit entspricht etwa 10% der Mauerwerksdruckfestigkeit.

6.6.) Elastizitätsmodul orthogonal zu den Lagerfugen: E_x

Der Elastizitätsmodul von Mauerwerk wird meistens als eine Funktion der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen f_{cx} ausgedrückt [139]. Zahlreiche empirische Beziehungen sind in der Mauerwerksliteratur vorhanden, wie beispielsweise:

$$E_x = 1000 \cdot f_{cx} \quad [\text{MPa}], \text{ CIB, [14]} \quad (171)$$

$$E_x = 1180(f_{cx})^{0,83} \quad [\text{MPa}], \text{ Sinha/Pedreschi, [133]} \quad (172)$$

$$E_x = 115(f_{cx})^{3/2} \quad [\text{kp/cm}^2], \text{ Shi, [129]} \quad (173)$$

$$E_x = 1000 \cdot f_{cx} \quad [\text{Mpa}], \text{ EC6, [86]} \quad (174)$$

Durch solche empirische Beziehungen kann der Wert des Elastizitätsmoduls annähernd zu:

$$E_x \approx 500 \div 2000 f_{cx} \quad (175)$$

abgeschätzt werden.

6.7.) Elastizitätsmodul parallel zu den Lagerfugen: E_y

Herr *Kogler* (Wienerberger AG) gibt für die Abschätzung des horizontalen Elastizitätsmoduls folgende Gleichung an:

$$E_{horiz} = f_{cy} \cdot 1000 \quad (176)$$

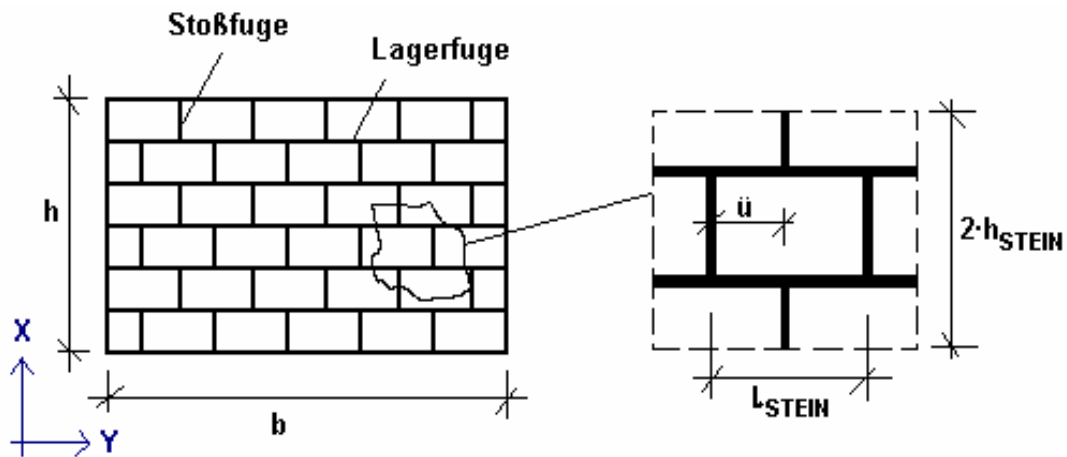


Bild 49: Abbildung der Verbandsart

Für normalformatiges Mauerwerk mit beliebigem Mörtel und einem Überbindmaß von $\ddot{u} / h_{\text{STEIN}} \geq 0,4$ ist eine Abschätzung des Elastizitätsmoduls und des Schubmoduls mit Hilfe der Modellierung einer isotropen, linear elastisch geschlitzten Platte möglich, wobei die Schlitze die Stoßfugen repräsentieren. Es können die Verhältnisse der elastischen Werkstoffkennwerte für eine geschlitzte Platte mittel des Rissdichteparameters f abgeschätzt werden.

Es sind außerdem in [39] und [42] folgende Gleichung gegeben:

$$\frac{E_{\text{horiz}}}{E_{\text{vert}}} = \frac{E_Y}{E_X} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \pi \cdot f} \quad (177)$$

$$\text{und: } f \approx \frac{h_{\text{STEIN}}}{4 \cdot l_{\text{STEIN}}} \quad (178)$$

Literaturvergleiche mit [8], [9], [38], [110], [116], [121], [126] und [135] ergeben, dass sich Gleichungen (177) - (178) für Vollziegelmauerwerk und Gleichungen (161) - (176) für Hochlochziegel eignen. Wenn man ein Mauerwerk mit Vollziegel berechnet, sollte man demnach zuerst laut Gleichung (177) und (178) vorgehen und im Anschluss darauf mit der Gleichung (176) die Mauerwerksfestigkeit parallel zur Lagerfuge ermitteln.

7.) Implementierung des Materialmodells in das Finite Elemente-Programm ANSYS

Für unbewehrtes Mauerwerk wird von einem orthotropen Materialverhalten ausgegangen, wobei die numerische Analyse in folgender Weise durchgeführt wird:

Als Erstes werden die Bauteile eines Gebäudes aus Mauerwerk aus einem orthotropen Material modelliert und anschließend mit dem implementierten Materialmodell auf verschiedene Versagensmechanismen analysiert.

Bei der Implementierung wird sehr viel Wert darauf gelegt, dass das Mauerwerksprogramm allgemein gehalten ist um damit möglichst viele technische Anwendungsgebiete des Hochbaus abzudecken.

Das Hauptprogramm untergliedert sich in drei Teilprogramme, welche automatisiert nacheinander aufgerufen werden.

7.1.) Teilprogramm 1

Als erster Schritt wird die geometrische Lage der verschiedenen Wände des betrachteten Bauwerks im Finiten Elemente Modell bestimmt. Dieses Teilprogramm ermöglicht das Analysieren von Wänden, welche im Grundriss jede beliebige Position einnehmen können. Dadurch muss während des Erstellens des Finiten Elemente Modells keine Rücksicht auf lokale Koordinatensysteme genommen werden. Mit diesem Abschnitt des Programms wird die automatische Suche und Bestimmung der räumlichen Lage bewerkstelligt. Ist die Position und Ausrichtung der Wand durch das Programm erfasst, wird ein lokales Koordinatensystem für diese jeweilige Lage angelegt (siehe Bild 50).

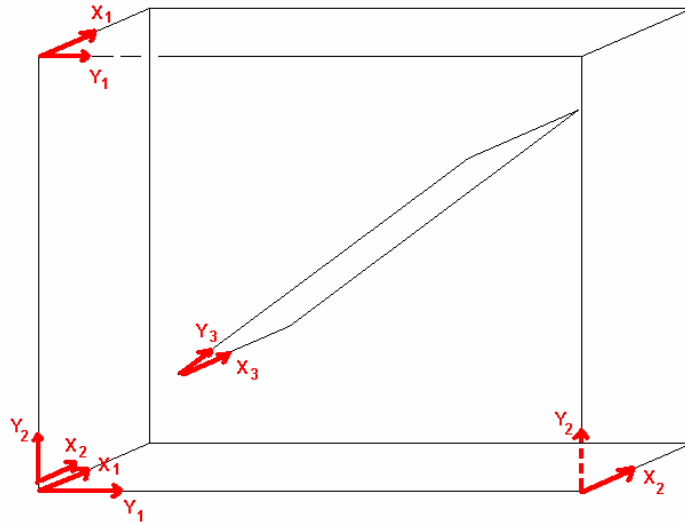


Bild 50: Lokale Koordinatensysteme

Um Rechenpeicher zu sparen und auch die Berechnungsgeschwindigkeit zu erhöhen, wird beim erneuten Anlegen eines lokalen Koordinatensystems zuvor geprüft, ob nicht bereits ein lokales Koordinatensystem mit einer Toleranz von $\pm 0,1^\circ$ im Grundriss gesehen, schon existiert. Sollte dies der Fall sein, wird diesem Objekt das vorhandene lokale Koordinatensystem ebenfalls zugewiesen bevor ein neues angelegt wird. Danach werden die ermittelten Spannungen aus dem Finiten Elemente Modell elementweise herausgelesen und in so genannte „Element Tables“ abgelegt. Hierbei werden die Spannungskomponenten σ_x , σ_y und τ_{xy} von jedem Element mit dazugehöriger Elementnummerierung gespeichert.

7.2.) Teilprogramm 2

In diesem Schritt wird die Neigung der Lagerfugen berücksichtigt. Es ist zwar im Hochbau nicht üblich die Lagerfugen geneigt zur Horizontalen auszuführen, dieses Teilprogramm ist jedoch für Vergleichsrechnungen zu Laborexperimenten erforderlich. Die mathematische Formulierung in diesem Programm beruht auf einer ebenen Koordinatentransformation [69].

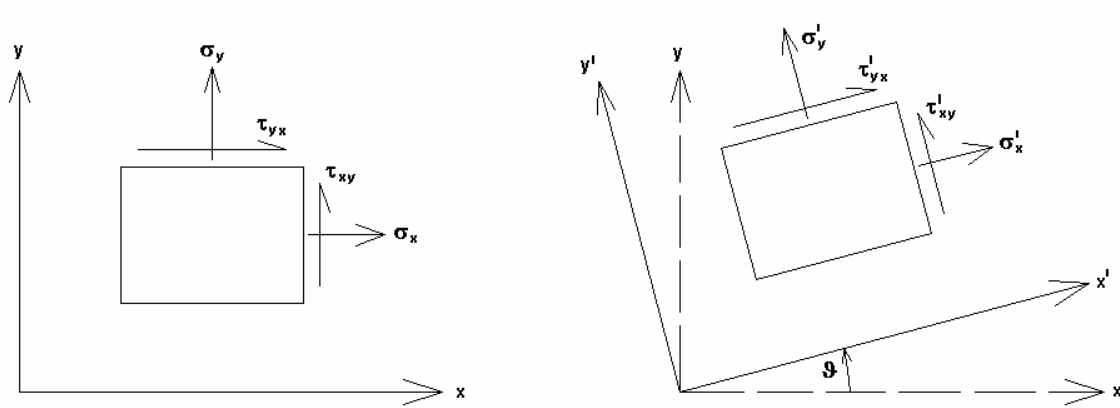


Bild 51: Links, gegebene Spannungskomponenten; Rechts, gesuchte Spannungskomponenten

$$\sigma'_x = \sigma_x \cdot \cos^2 \vartheta + \sigma_y \cdot \sin^2 \vartheta + 2 \cdot \tau_{xy} \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta \quad (179)$$

$$\sigma'_y = \sigma_x \cdot \sin^2 \vartheta + \sigma_y \cdot \cos^2 \vartheta - 2 \cdot \tau_{xy} \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta \quad (180)$$

$$\tau'_{xy} = (\sigma_y - \sigma_x) \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta + \tau_{xy} (\cos^2 \vartheta - \sin^2 \vartheta) \quad (181)$$

Um das Programm benutzerfreundlich zu gestalten, erscheint direkt nach dem Aufrufen des Hauptprogramms ein Fenster mit der individuellen Eingabemöglichkeit des Neigungswinkels, siehe Bild 52.

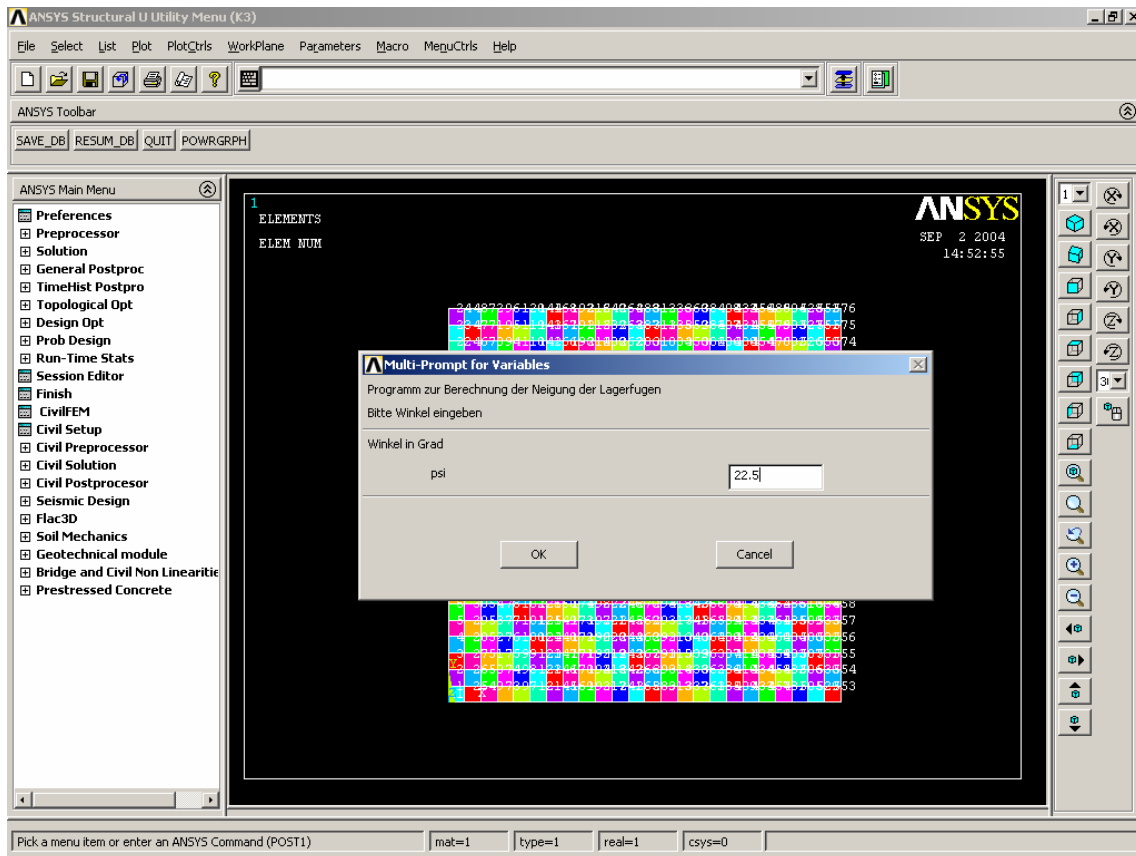


Bild 52: Eingabemaske für die Neigung der Lagerfugen

7.3.) Teilprogramm 3

Das letzte Teilprogramm beinhaltet das Materialgesetz bzw. die Fehlerkriterien. Es werden die Spannungen des lokalen Koordinatensystems (Teilprogramm 1) und anschließend die transformierten Spannungen zufolge der Lagerfugenneigung (Teilprogramm 2) übernommen. Hierbei gibt es zwei verschiedene Möglichkeiten, die notwendigen Eingaben zu tätigen. Die Variante I benötigt die Kenntnis von allen Materialkennwerten (Druckfestigkeit orthogonal und parallel zur Lagerfuge, Zugfestigkeit orthogonal zur Lagerfuge, Winkel der inneren Reibung und Anfangsscherfestigkeit). Diese Parameter gibt man in das dafür konzipierte Eingabefenster (Bild 53) ein. Da jedoch nur sehr selten alle geforderten Kennwerte bei einer Nachrechnung von einem bestehenden Gebäude bekannt sind, ist eine zweite Variante konzipiert worden. Bei der Variante II wird man aufgefordert, die Druckfestigkeit orthogonal zur Lagerfuge, Winkel der inneren Reibung und Anfangsscherfestigkeit (Bild 54) einzugeben. Dies ist die Mindestinformation die bei jeder Berechnung vorhanden sein muss oder aus entsprechenden Normungswerken entnommen werden kann. Weiters werden die

Abmessungen der verwendeten Steine abgefragt und schließlich ob es sich um Hochlochziegel oder Vollziegel handelt (Bild 55). Die für die Berechnung zusätzlich benötigten Werte (Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge, Zugfestigkeit orthogonal und parallel zur Lagerfuge) werden dann mit den in Kapitel 6 beschriebenen Methoden, automatisch ermittelt. Daraufhin werden alle vorher vorgestellten Kriterien hinsichtlich deren Beschränkungen geprüft, wobei hier für das Kriterium 5 auf die Modifikation 5/a bzw. 5/b zurückgegriffen wird. Diese Kriterien beinhalten die modifizierten Gleichungen (Modifikation 1 – Modifikation 3). Die Modifikation 4 ist nicht eingebaut worden, da sich das Modell nach *Drucker-Prager* für diesen Fall als ungeeignet erwiesen hat (siehe Kapitel 5.4).

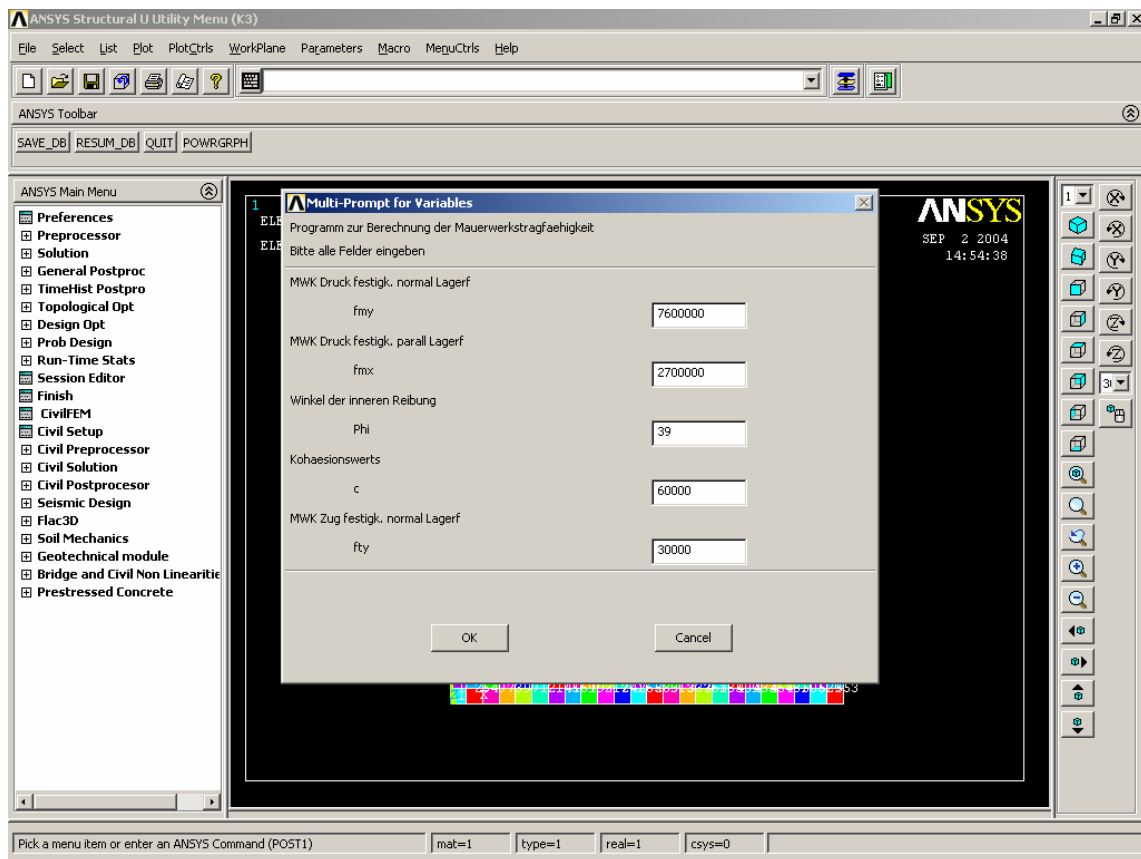


Bild 53: Eingabemaske für die Eingangsparameter, Variante I

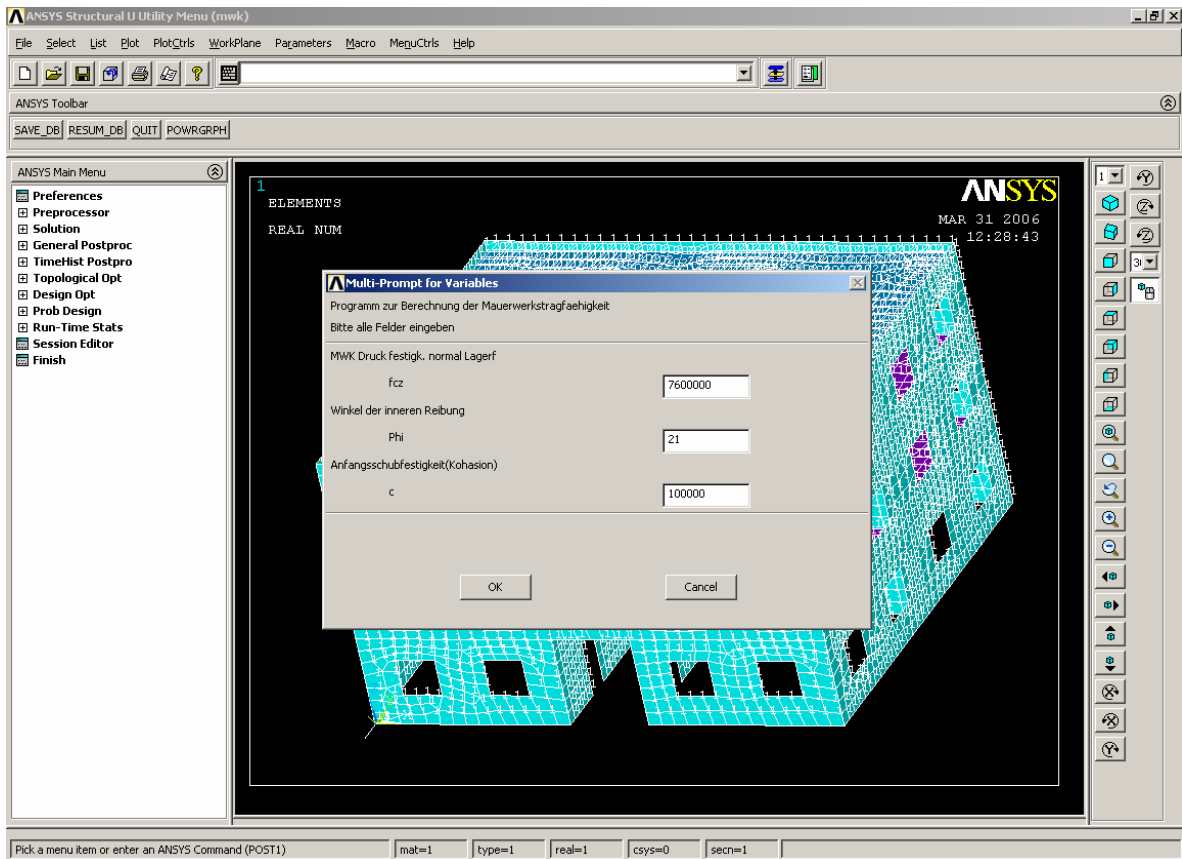


Bild 54: Eingabemaske für die Festigkeitseigenschaften, Variante II

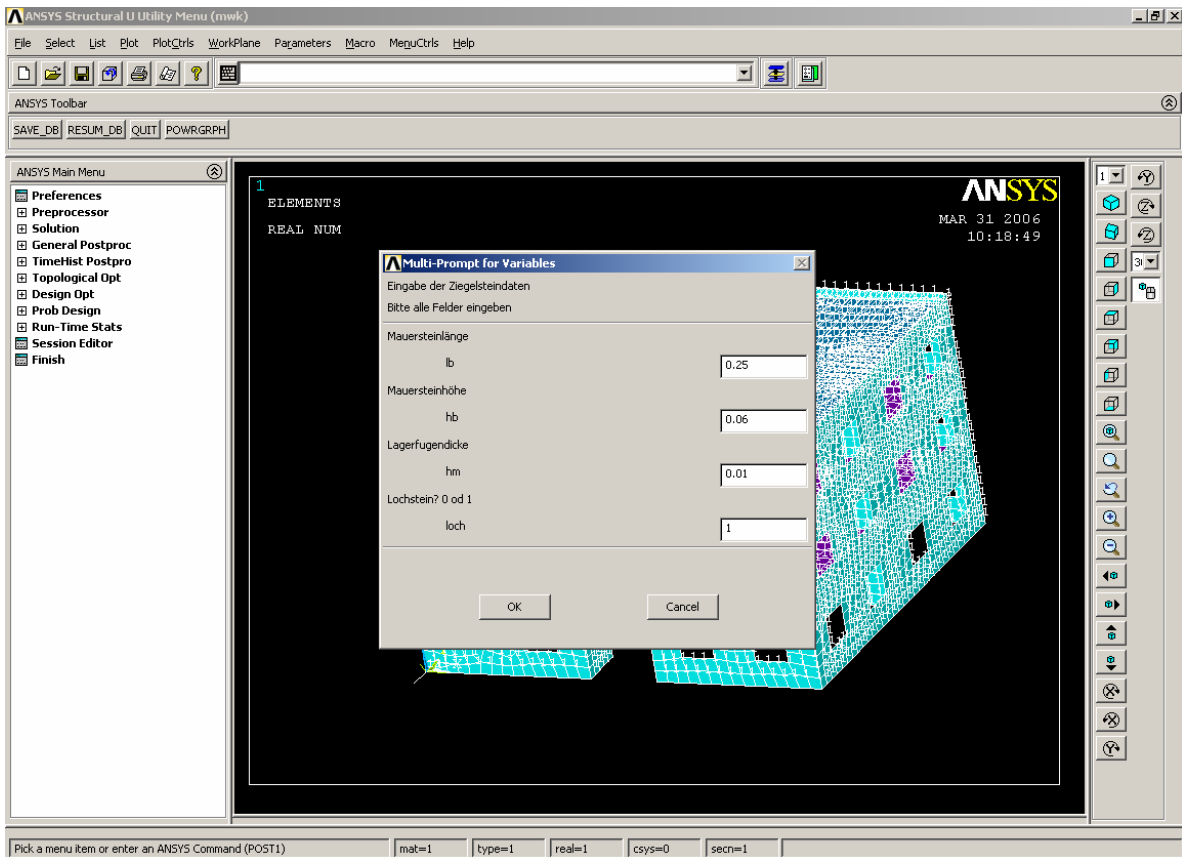


Bild 55: Eingabemaske für die Abmessungen der Steine, Variante II

Die Spannungen werden zufolge der erwähnten Kriterien und schließlich die Ergebnisse getrennt nach den jeweils geprüften Kriterien in „Element Tables“ in Form von Nullen und Einsen ausgegeben. Diese Werte (0 und 1) werden den jeweiligen Elementen und Bruchkriterien zugeordnet und auf die dazugehörigen Elemente übertragen um das Resultat graphisch darstellen zu können. Bei der Darstellung der Bruchzonen wird durch Farben ersichtlich, welche Teile der Wand überbelastet sind. Jedoch muss angemerkt werden, dass das exakte Rissbild nicht angezeigt werden kann, da durch beispielsweise das Herausfallen von einzelnen Wandteilen, die Spannungen umgelagert werden. Die Anzeige dient primär zur Identifizierung der Bruchart. Hierbei stellt die Farbe Blau den Wert 0 (plastisches Fließen, Bruch oder Riss) und die Farbe Rot den Wert 1 (elastischer Bereich, keine Schädigung) dar.

7.4.) Rechenkennwerte

Das implementierte Programm ermöglicht einen vollkommen automatisierten Ablauf der Berechnung und Analyse für unbewehrtes Mauerwerk. Es ist in der Lage, alle Flächen-, Schalen und Volumenelemente von ANSYS zu berücksichtigen, wobei die Rechenzeit von der Komplexität des analysierten Objekts und der Feinheit des Finiten Elemente Netzes abhängt. Für ein Modell, bestehend aus 80.000 Elementen dauert die Berechnung der Bruchzonen auf einem Personal Computer (Intel P4, 2,40 Ghz, 512 Mb RAM) 30 Minuten.

7.5.) Quellcode

Der Quellcode des implementierten Programms in die Finite Elemente Software ANSYS befindet sich im Anhang E. Eine ausführliche Beschreibung des Funktionsprinzips und Ablaufs des implementierten Programms ist direkt als Kommentar im Quellcode integriert.

8.) Verifizierung des Materialmodells durch Vergleich von numerischen und experimentellen Ergebnissen

Im Jahre 1982 [36] wurde an der ETH-Zürich eine Versuchsreihe an Ziegelmauerwerk initiiert. Dabei wurden die Mauerwerkskörper zweiachsig (horizontal und vertikal) in ihrer Scheibenebene sukzessive bis zum Bruch belastet. Die Lagerfugen der Wände hatten unterschiedliche Neigungen zu den Lastrichtungen. Der Einfluss der Parameter „Horizontal – zu Vertikallast“ und „Lagerfugenneigung“ wurde dabei ebenfalls berücksichtigt.

Die Kleinkörper wurden damals vom Prüf – und Forschungsinstitut des Verbandes der Schweizerischen Ziegel- und Steinfabrikanten in der Bauhalle der ETH-Hönggerberg in Zürich hergestellt und dort bis zum Versuch bei ca. 20°C gelagert.

Die Körper waren quadratisch mit einer Seitenlänge von 1,20 m. Die Wandstärke ergab sich aus der Steindicke und betrug 150 mm. Die Lagerfugen hatten eine mittlere Stärke von 10 mm. Verliefen die Lagerfugen geneigt zur Horizontalen, so wurden die Randsteine dementsprechend zugeschnitten. Während des Mauerns wurden die seitlichen Ränder mit einem stehenden Stahlprofil abgestützt.

Die Lagerfugen wurden vollflächig vermörtelt. In den Stoßfugen wurde der Mörtel nur als so genannter „verdeckter Spatz“ in die Steinnuten eingebracht. Dadurch hatten die Außenschalen der Modulbacksteine keinen Kontakt in den Stoßfugen.

8.1.) Daten der verwendeten Materialien

8.1.1.) Steine

Es wurde eine einzige Steinsorte, ein Modulbackstein, verwendet. In der nächsten Abbildung wird das Lochbild des Steins dargestellt.

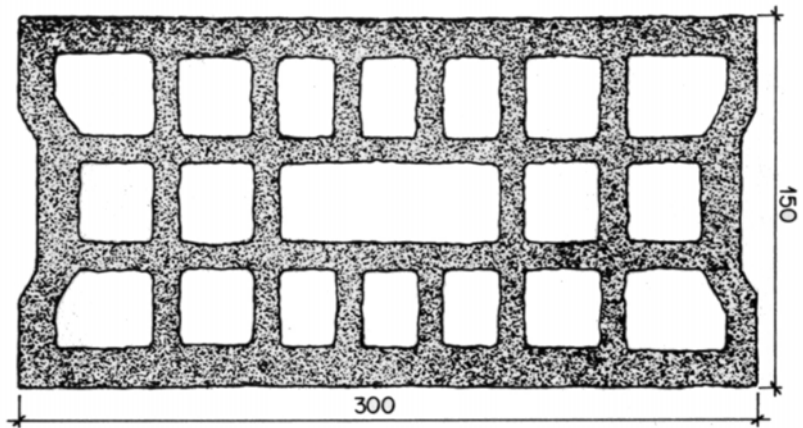


Bild 56: Lochbild der verwendeten Steine, entnommen aus [35]

Format	Tiefe/Länge/Höhe	[mm]	150/300/190
Lochung	Lochfläche	[mm ²]	20,240
	Lochfläche % der Bruttofläche	[%]	46,1
Steinmasse	Mittelwert	[kg]	7,01
	Mittelwert	[kg/m ³]	46,1
Dichte	Mittelwert	[kg/m ³]	842
Steindruckfestigkeit	Mittelwert	[N/mm ²]	31,1
Querzugfestigkeit	Mittelwert	[N/mm ²]	8,3

Tabelle 5: Technische Daten der verwendeten Steine, entnommen aus [35]

8.1.2.) Mörtel

Mittelwert: W/Z \cong 0,81, Wasserzusatz \cong 13,5%					
Mörtel zu Versuch	Dosierung v. Portlandzement [kg/m ³]	Dichte des frischen Mörtels [kg/m ³]	Dichte des gehärteten Mörtels [kg/m ³]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Druckfestigkeit [N/mm ²]
K1	355	2120	2051	4,2	17,2
K3	355	2120	2087	6,5	30,0
K4	355	2120	2091	7,0	30,0
K6	360	2171	2130	5,9	27,9
K7	360	2171	2130	5,9	27,9
K8	349	2079	2003	7,2	26,1
K10	375	2170	2113	8,9	37,4
K11	375	2170	2113	8,9	37,4
K12	375	2170	2113	8,9	37,4

Tabelle 6: Technische Daten des verwendeten Mörtels, entnommen aus [35]

8.1.3.) Wand

Dichte	ρ	[kg/m ³]	905
Druckfestigkeit			
normal zur Lagerf.	f_{cx}	[N/mm ²]	7,6
parallel zur Lagerf.	f_{cy}	[N/mm ²]	2,7
Zugfestigkeit			
normal zur Lagerf.	f_{tx}	[N/mm ²]	0,03
parallel zur Lagerf.	f_{ty}	[N/mm ²]	0,00
Kohäsion	c	[N/mm ²]	0,06
Reibungswinkel	φ	[°]	39

Tabelle 7: Technische Daten der Wand: (Eingangsparameter für die numerische Berechnung)

8.2.) Versuchsanordnung

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Versuchsanordnung und den Versuchsaufbau.

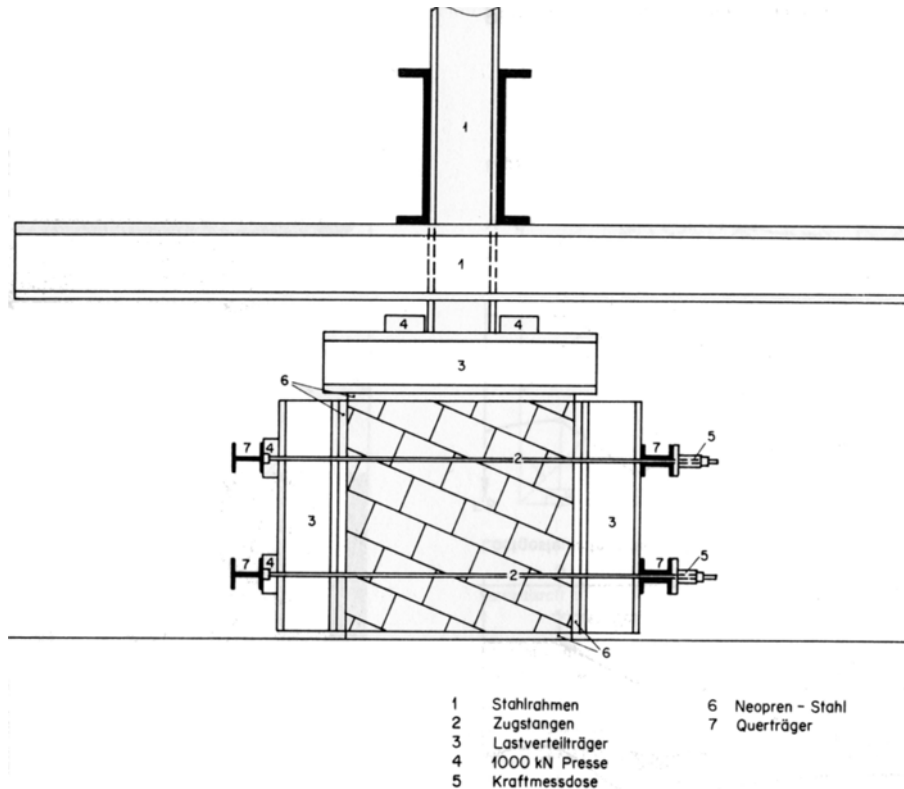


Bild 57: Versuchsanlage für zweiachsige Druck – Belastung, entnommen aus [35]

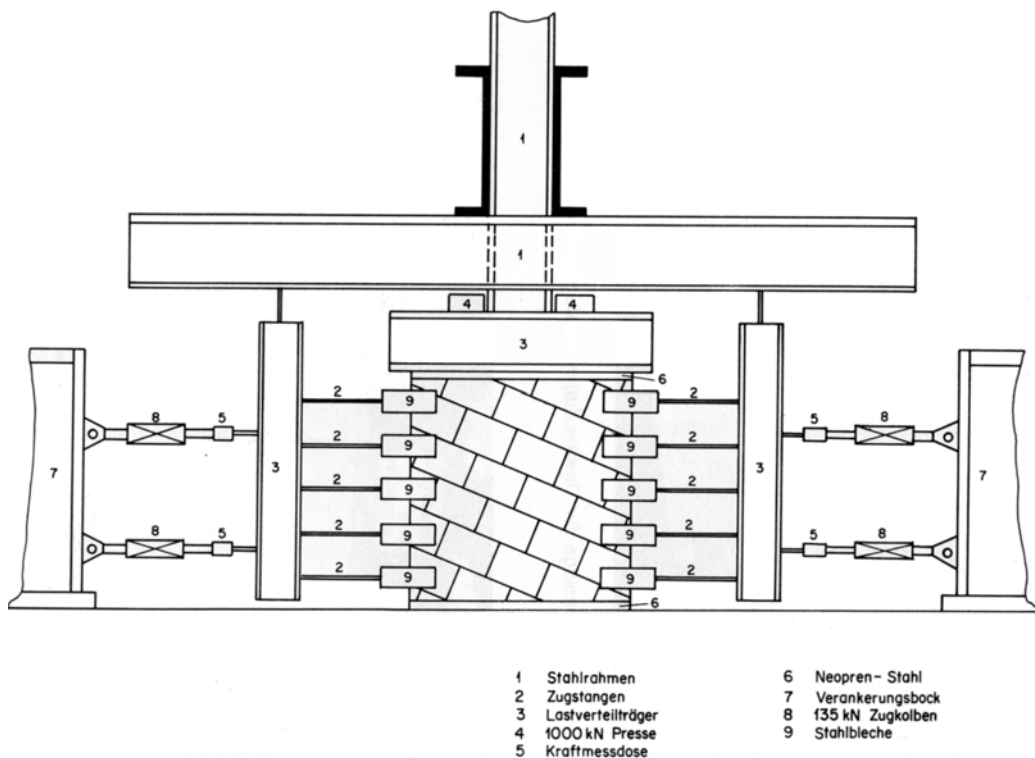


Bild 58: Versuchsanlage für Druck – Zug – Belastung, entnommen aus [35]

8.3.) Berechnungsparameter des Finite Elemente Modells

Für die Finite Elemente Nachrechnung der Laborversuche werden Schalenelemente des Programms ANSYS verwendet.

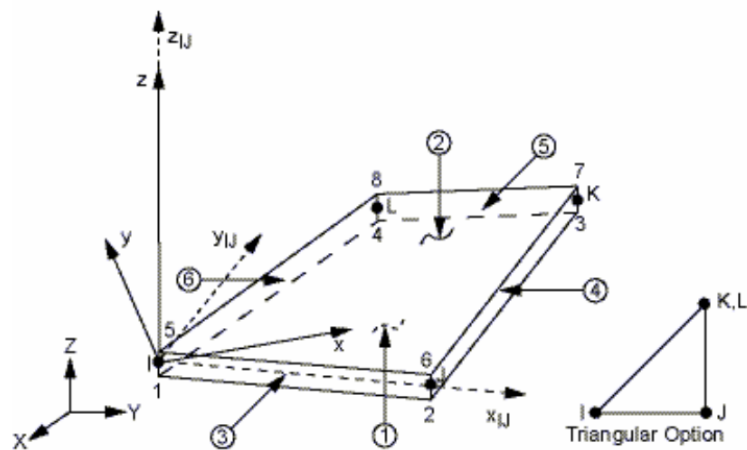


Bild 59: Eigenschaften des Elements: Shell 63, entnommen aus [1]

Hierfür wurde das Element, Shell 63 gewählt. Dieses Element kann sowohl Biege- als auch Membrankräfte aufnehmen. Es ist sowohl möglich, Querkräfte als auch in der Scheibenebene wirkende Normalkräfte zu berücksichtigen. Des Weiteren verfügt das Element über sechs Freiheitsgrade (3 Translation und 3 Rotation). Die Vernetzung der Elemente erfolgt hierbei in einem regelmäßigen Netz mit der Elementgröße von 0,05 m.

In den nachfolgenden Berechnungen repräsentiert die Y-Achse, die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen. Im vorher beschriebenen Materialmodell (Kapitel 5) wurde die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen als X-Richtung bezeichnet. Dies wurde in der Berechnung berücksichtigt.

8.4.) Ergebnisse der numerischen Simulation

8.4.1.) Versuch am Testobjekt K1

Neigung der Lagerfuge: $22,5^\circ$
Vertikale Belastung: $F_v = -186$ [kN] (Druck)
Horizontale Belastung: $F_h = +17$ [kN] (Zug)
Verhältnis: $F_h/F_v = -1/10,9$

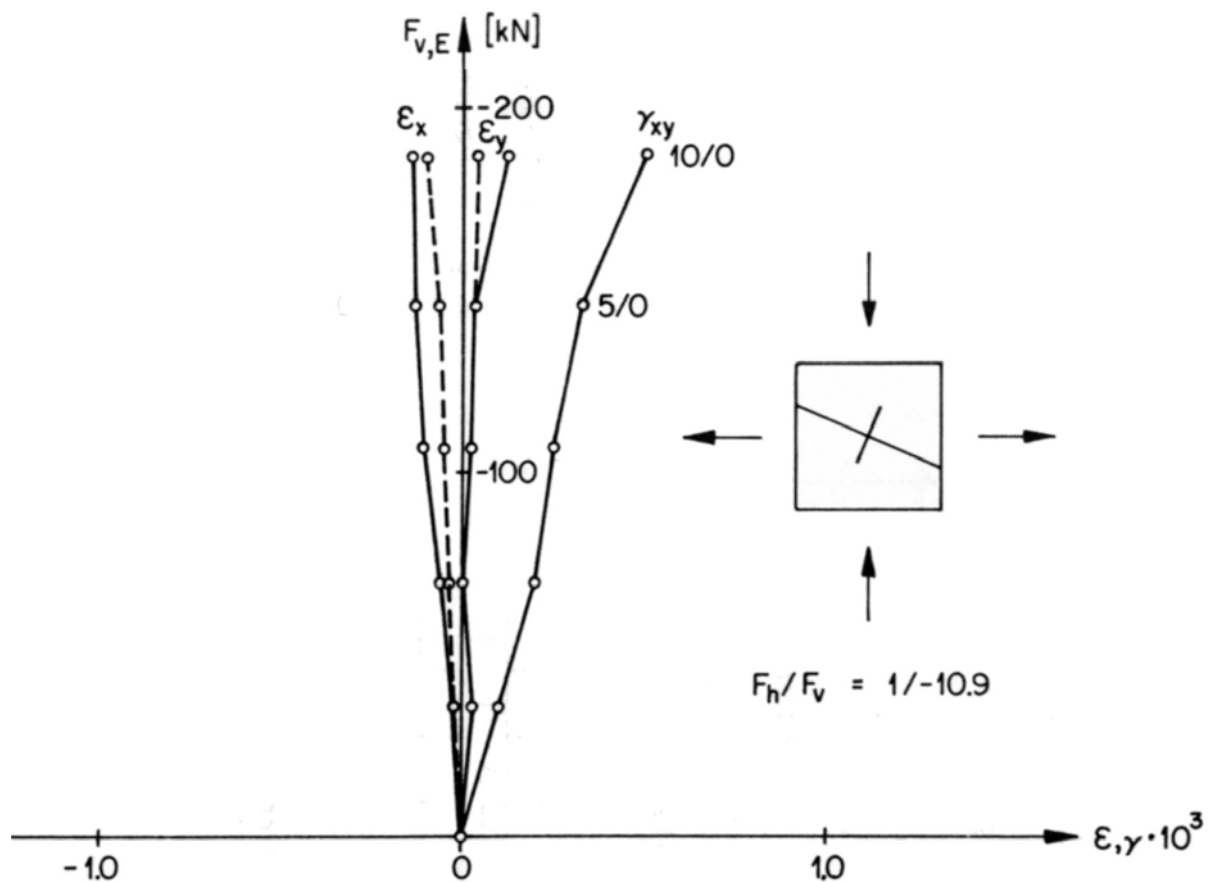


Bild 60: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

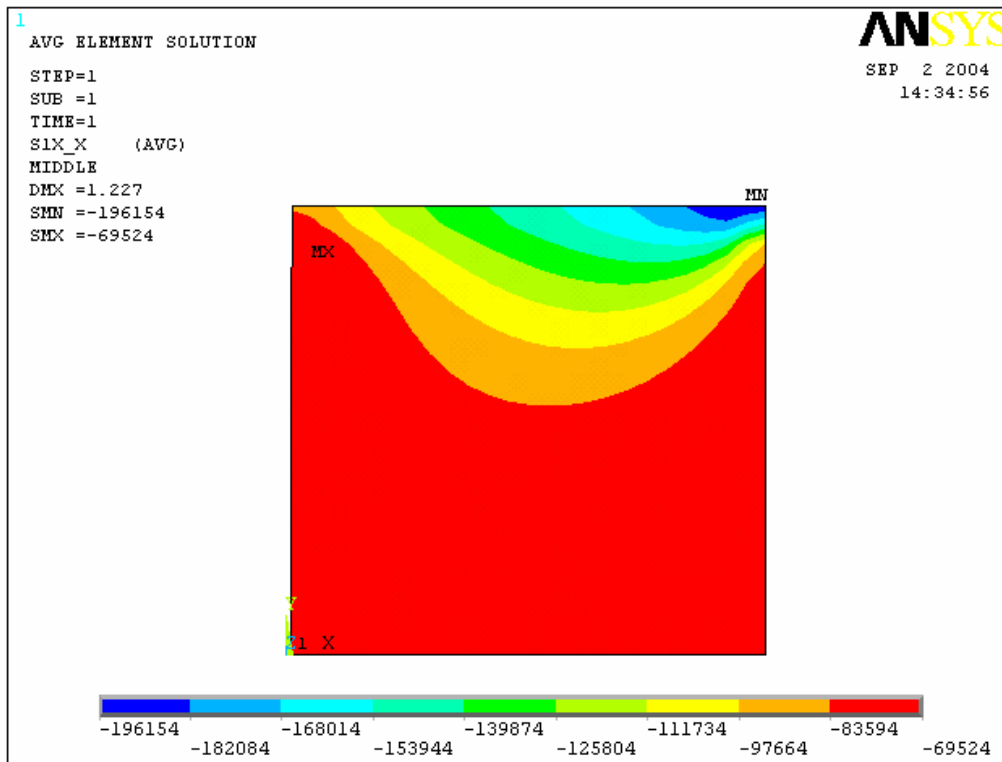


Bild 61: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

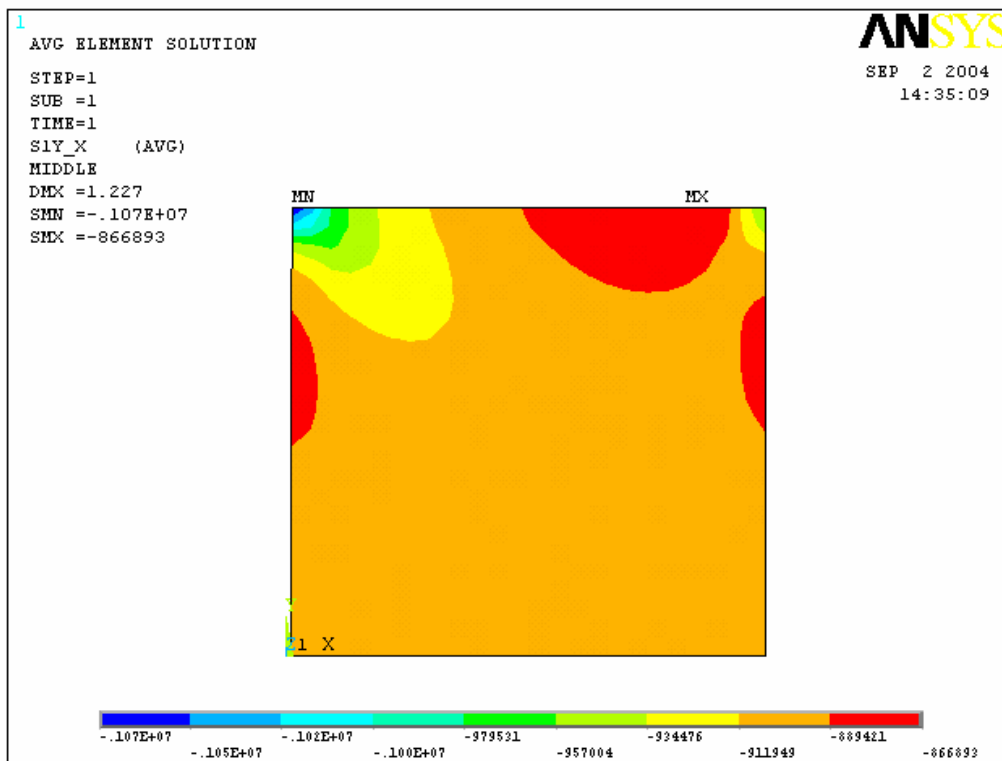


Bild 62: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

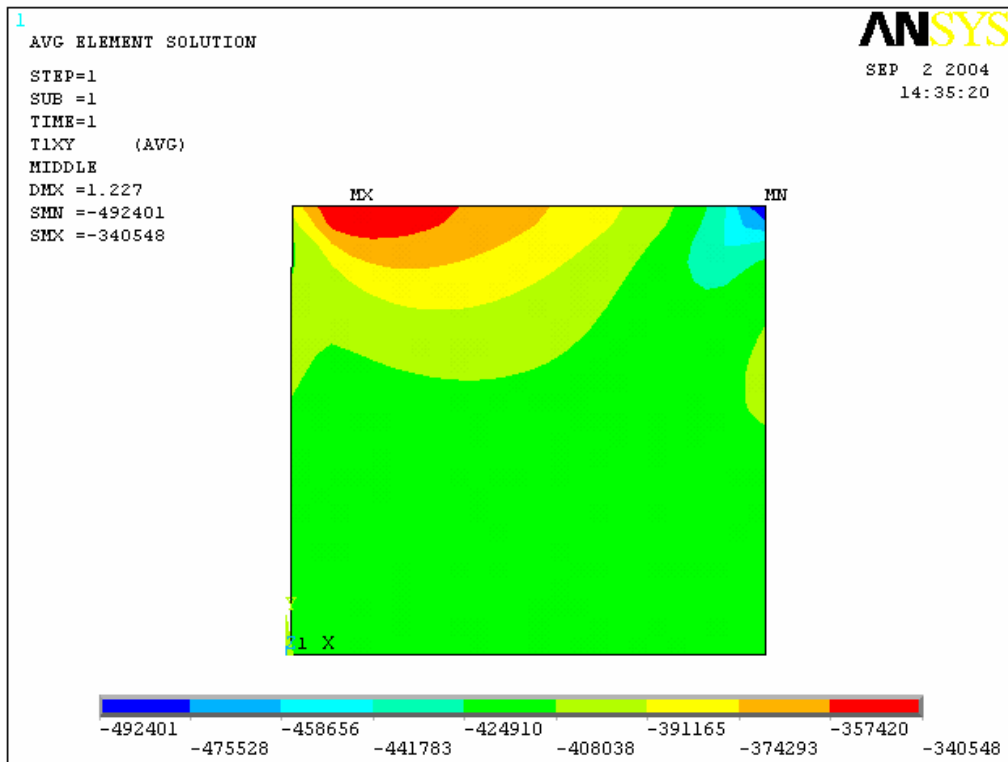


Bild 63: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

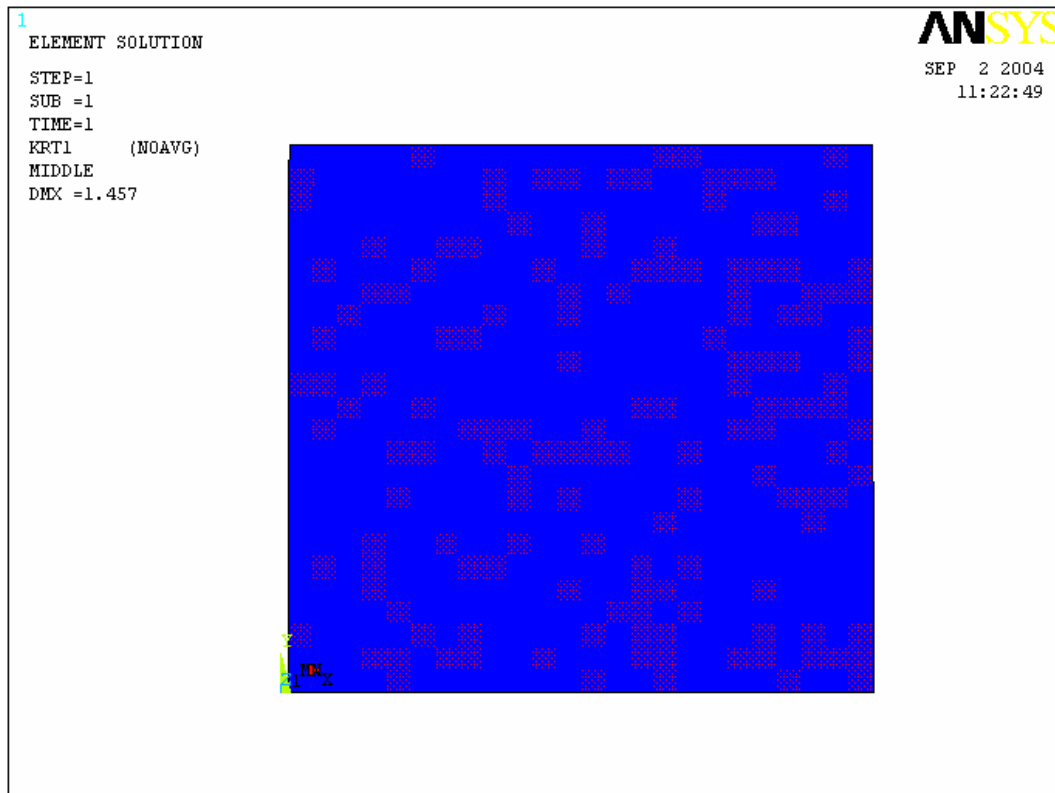


Bild 64: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein



Bild 65: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

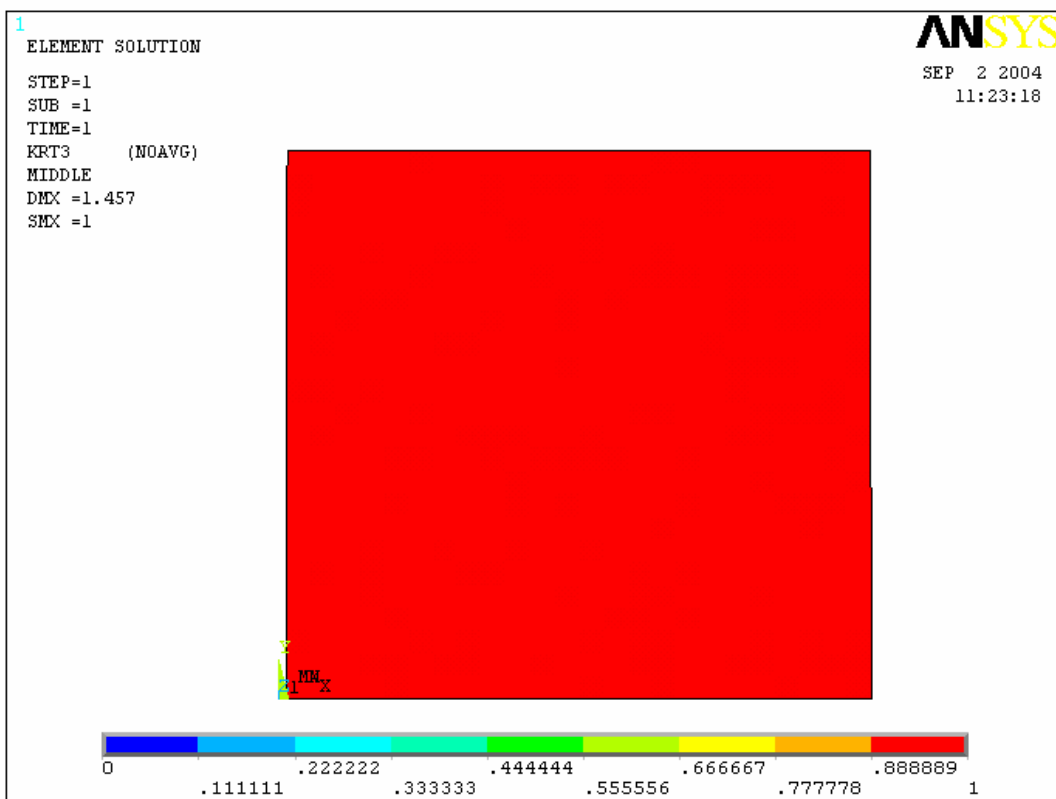


Bild 66: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein

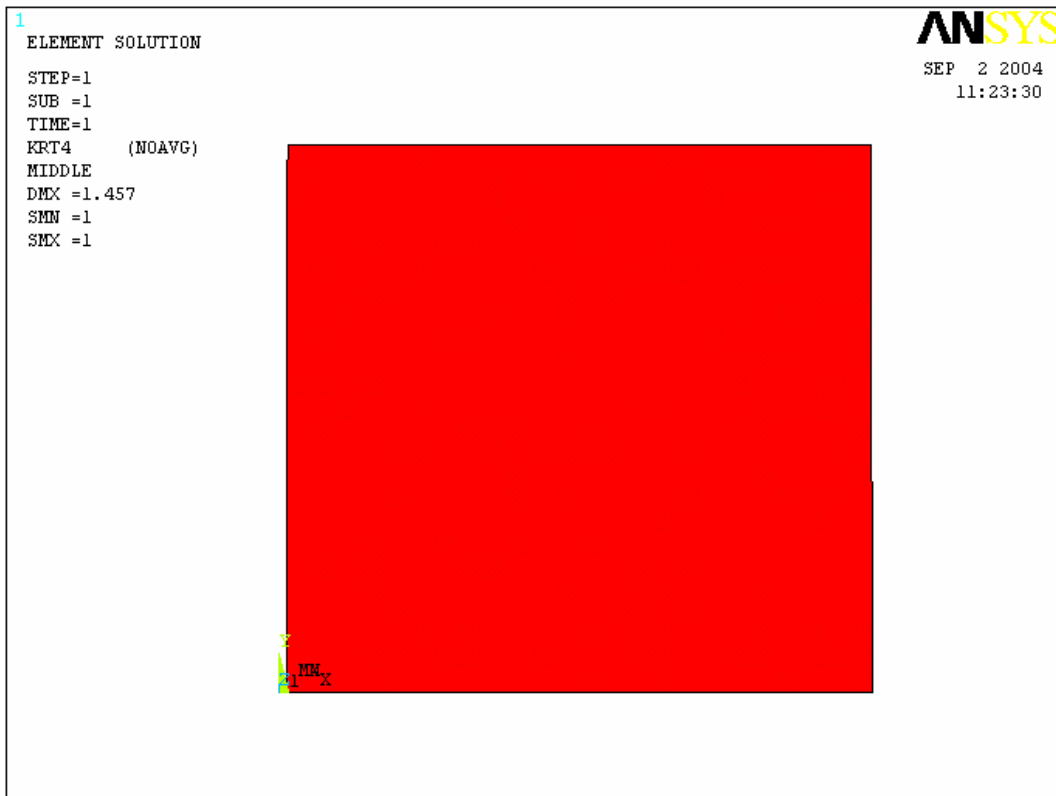


Bild 67: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

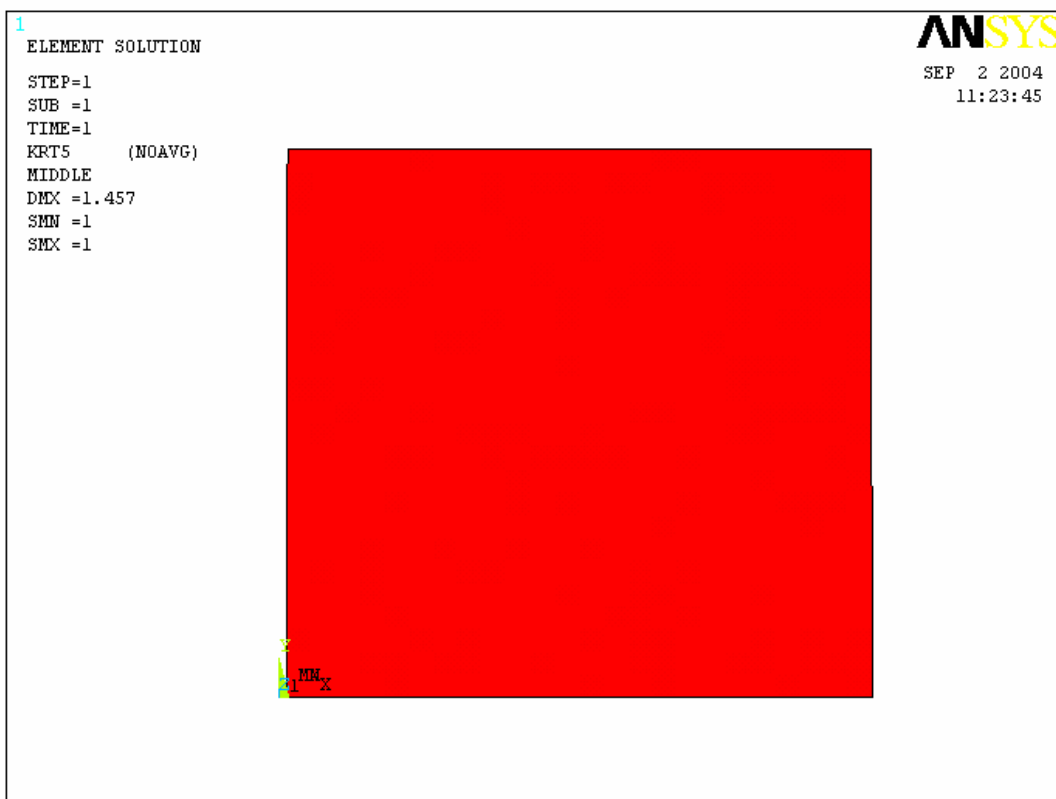


Bild 68: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge

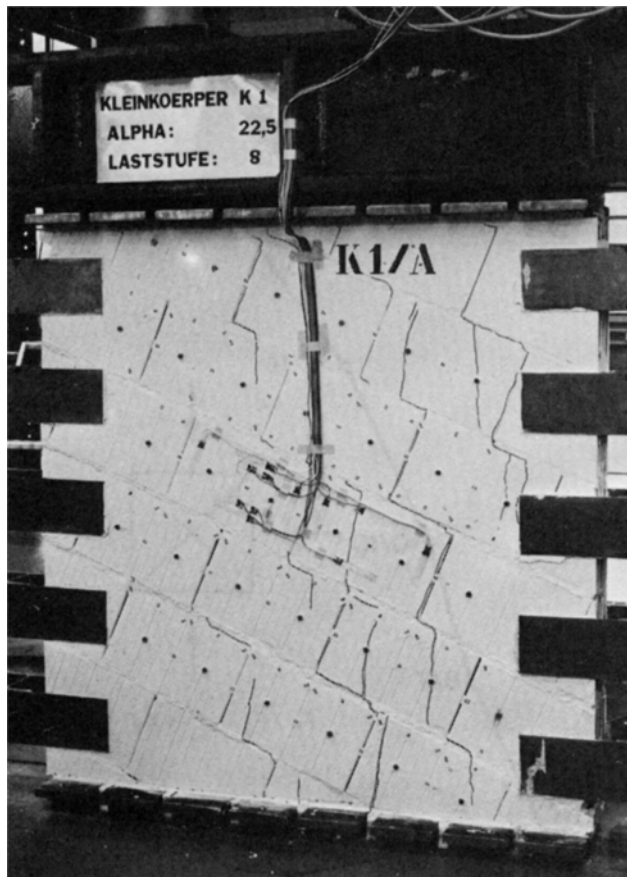


Bild 69: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Diese Wand wurde im Labor biaxial mit einer vertikalen Druckkraft und einer horizontalen Zugkraft belastet. Weiters wurden die Lagerfugen um $22,5^\circ$ zur Horizontalen geneigt ausgeführt. Hierbei war die vertikale Kraftkomponente 10,9-mal höher, als die Horizontale. Im Laborversuch konnte man anhand von Bild 69 erkennen, dass die Risse im Wesentlichen in der Wandmitte konzentriert waren, wobei diese durch die Steine gingen. Der Versagensmechanismus bei diesem Versuch entsprach dem Zugversagen im Stein, welcher am analytisch ermittelten Rechenmodell in Bild 64 bestätigt wird.

8.4.2.) Versuch am Testobjekt K3

Neigung der Lagerfuge: 0°

Vertikale Belastung: $F_v = -1377 \text{ [kN]}$ (Druck)

Horizontale Belastung: $F_h = 0$

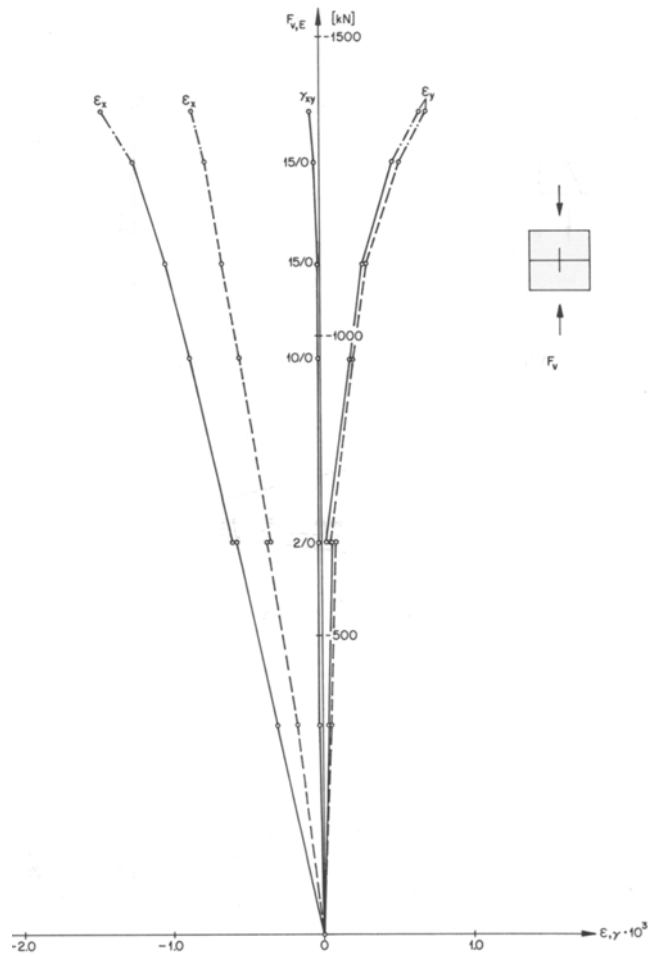


Bild 70: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

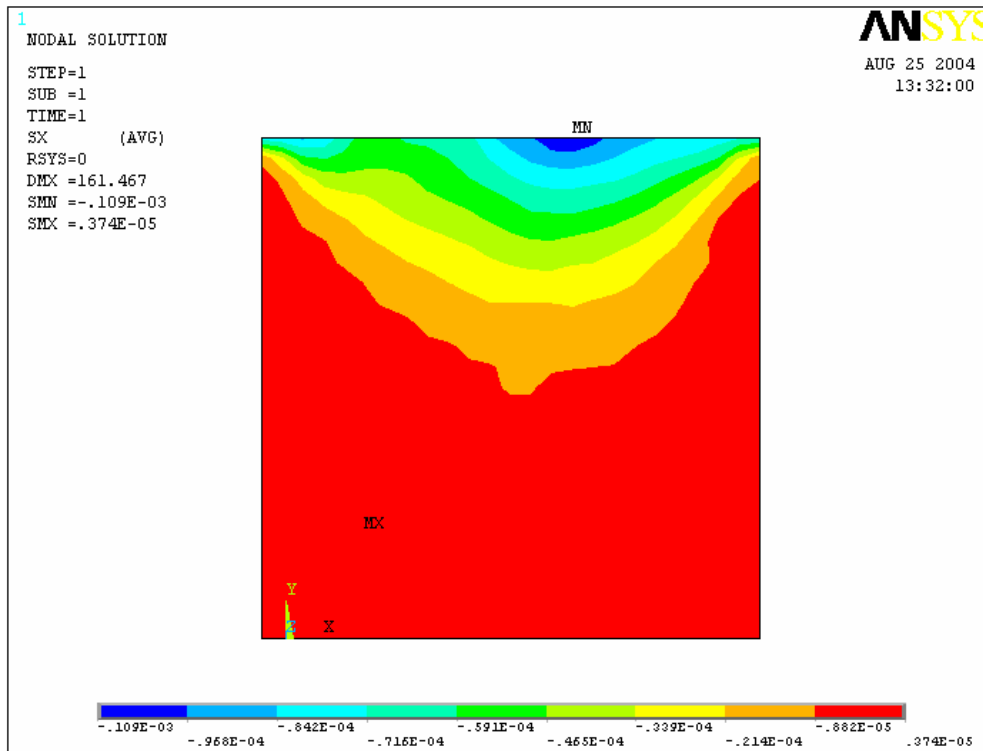


Bild 71: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

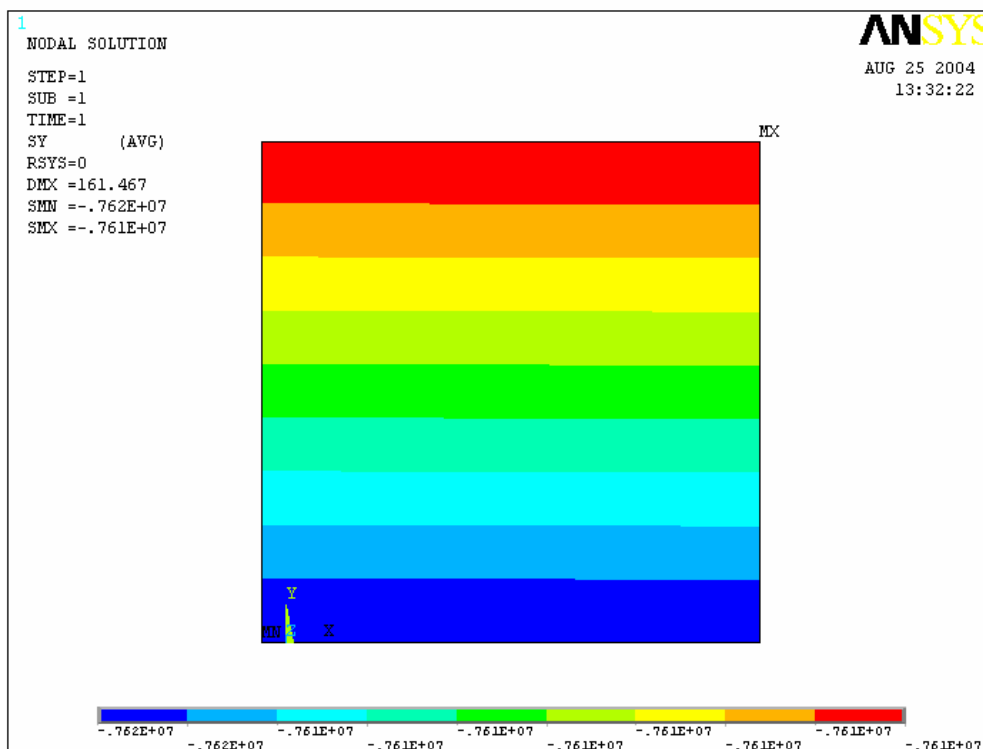


Bild 72: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

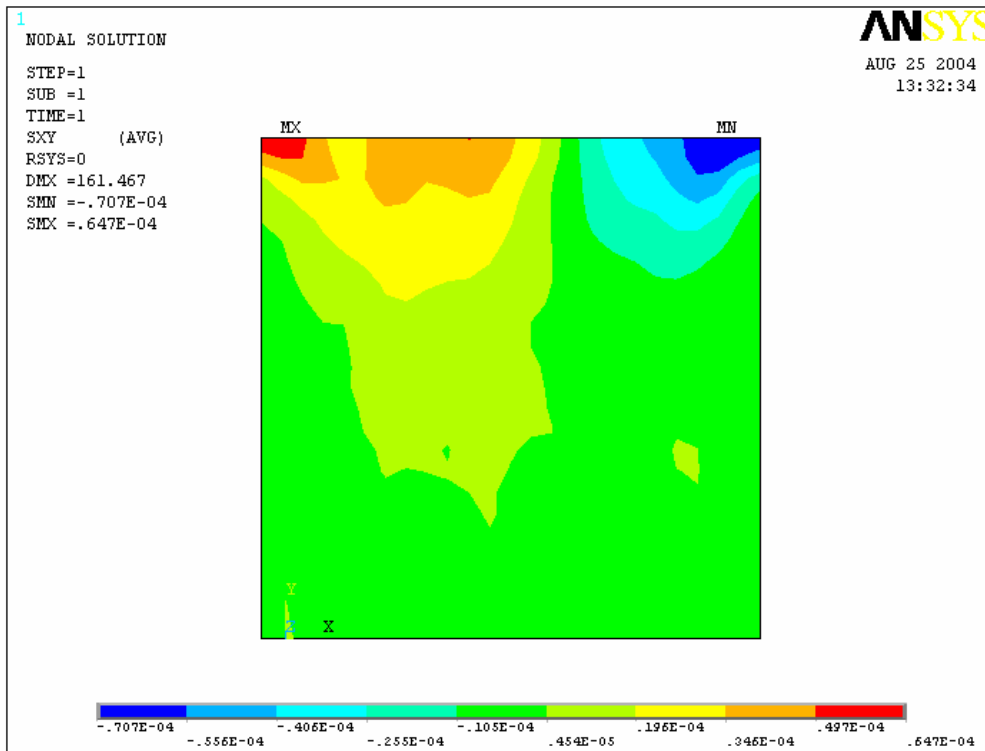


Bild 73: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

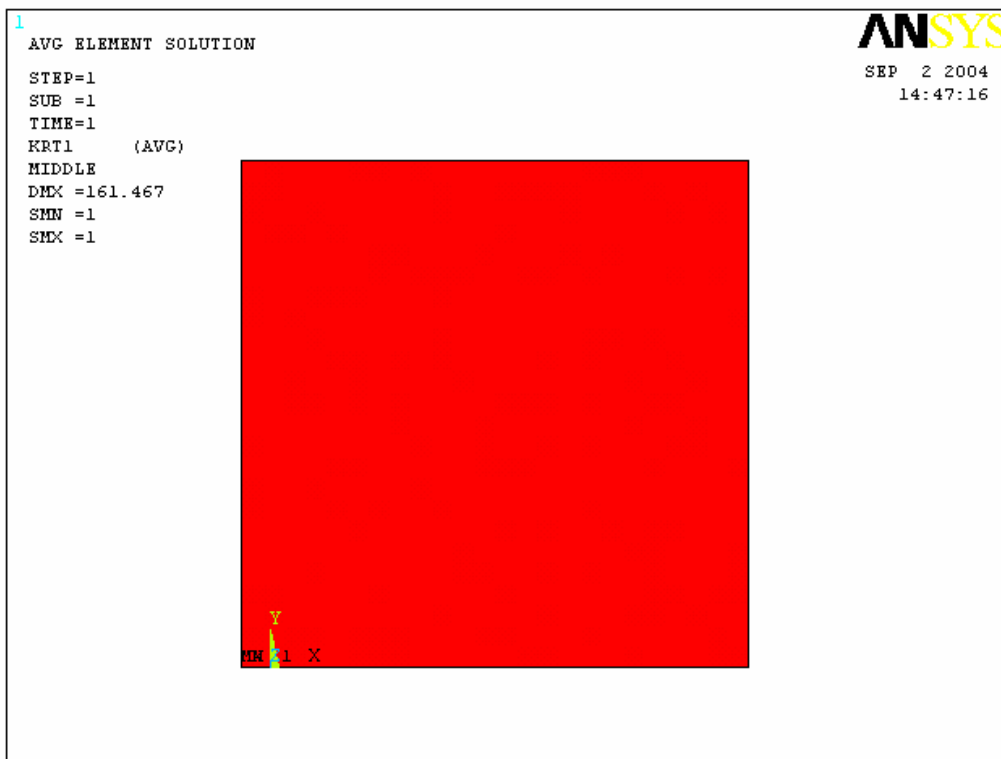


Bild 74: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein

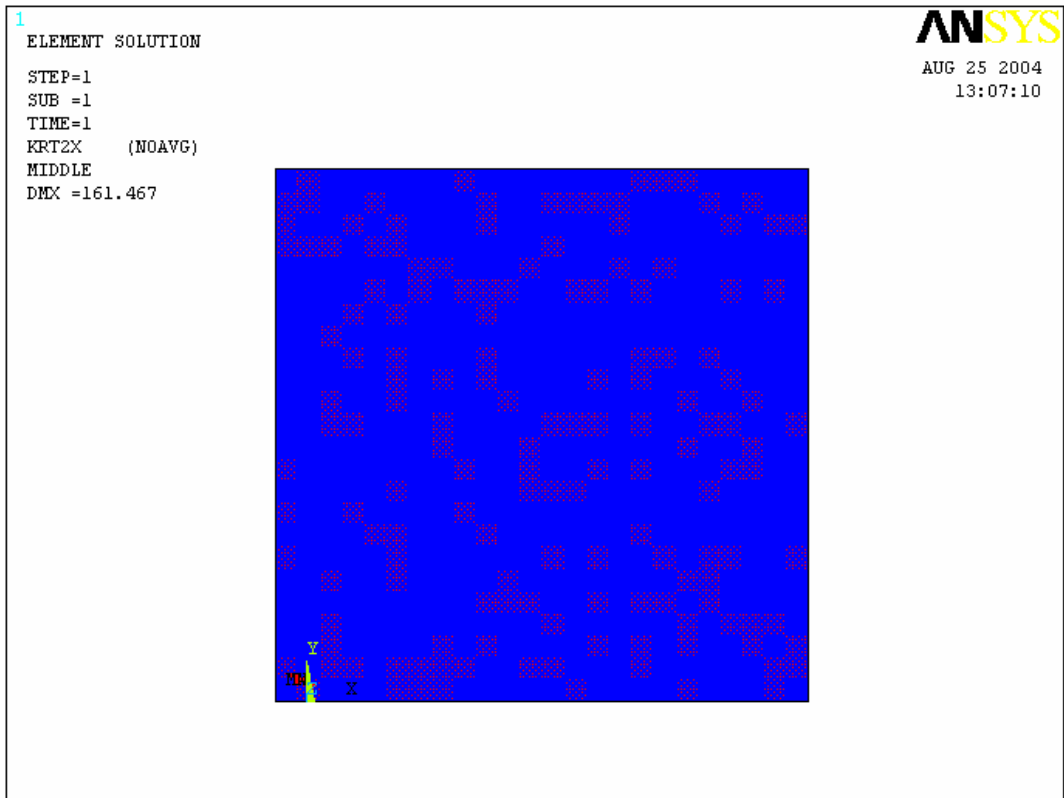


Bild 75: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

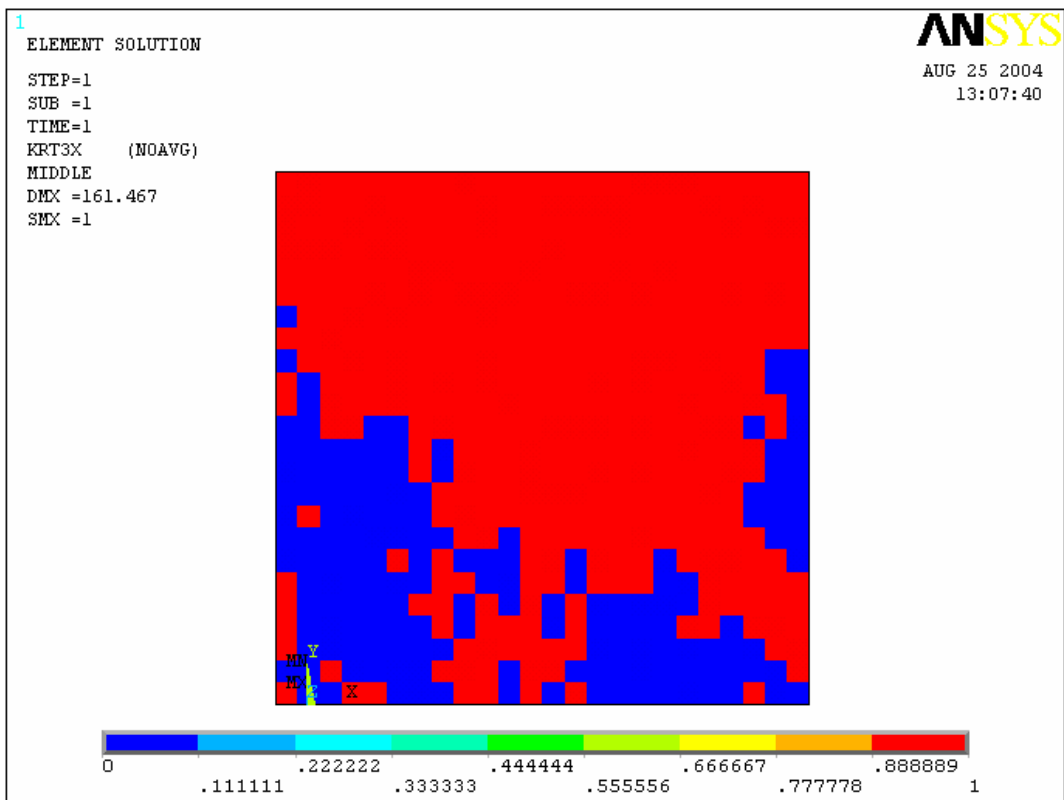


Bild 76: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein

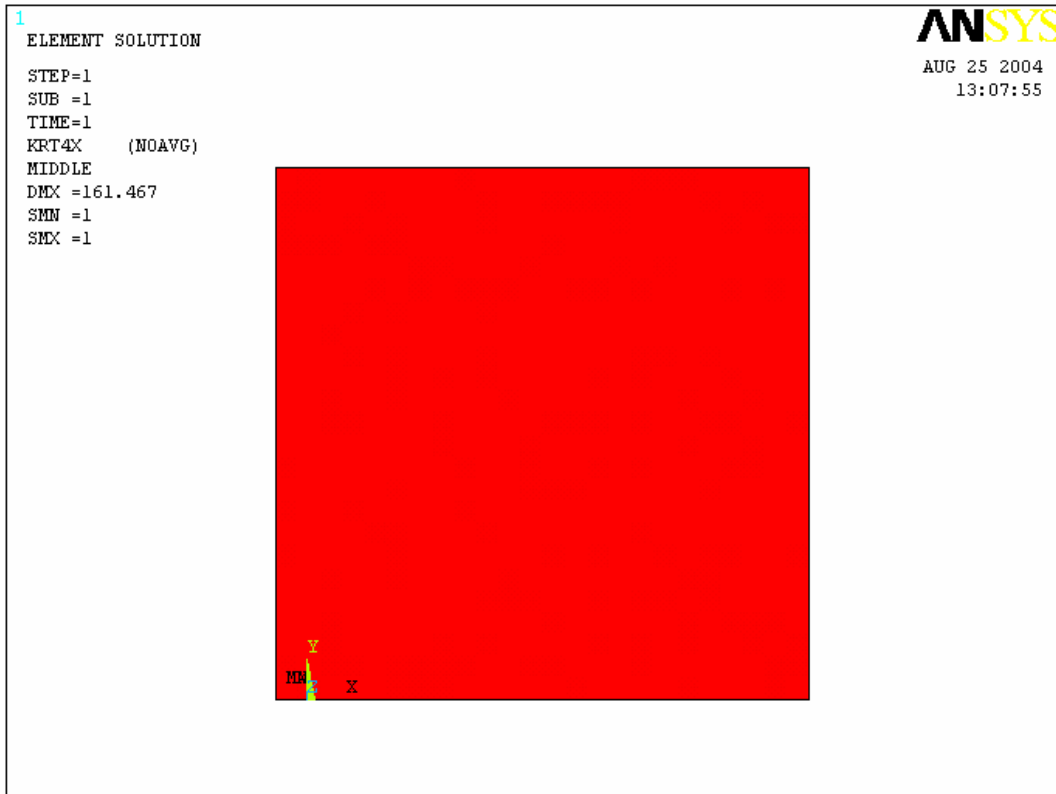


Bild 77: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

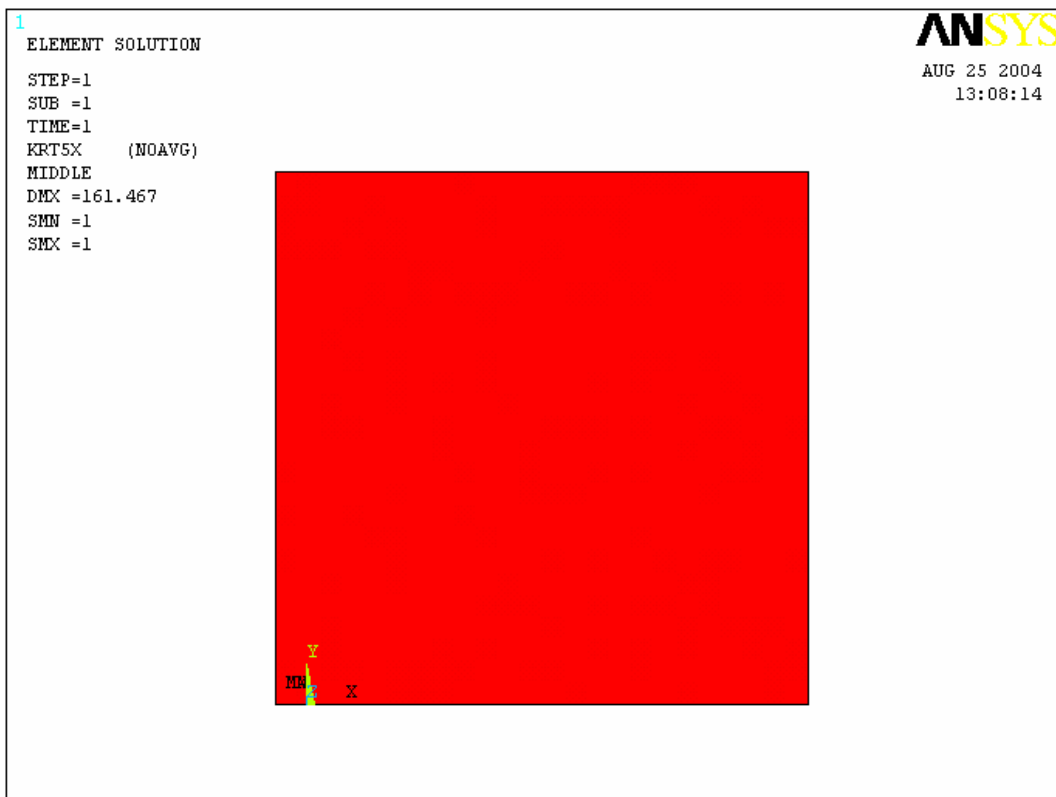


Bild 78: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge



Bild 79: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Beim Versuch K3 wurde die Wand mit einer vertikalen Druckkraft belastet. Bild 79 dokumentiert, dass teilweise gesamte Steine durch die Belastung zerstört wurden. Dies rührte von einer kombinierten Versagensart, da sowohl Druckversagen als auch Schubversagen im Stein auftraten. Auch im Finiten Elemente Modell kann diese Versagensarten eindeutig verifiziert werden (siehe Bild 75 und Bild 76). Weiters wird am Rechenmodell auch das Bruchmuster (Vergleich Bild 79 und Bild 76) abgebildet.

8.4.3.) Versuch am Testobjekt K4

Neigung der Lagerfuge: 90°

Vertikale Belastung: $F_v = -288 \text{ [kN]}$ (Druck)

Horizontale Belastung: $F_h = 0$

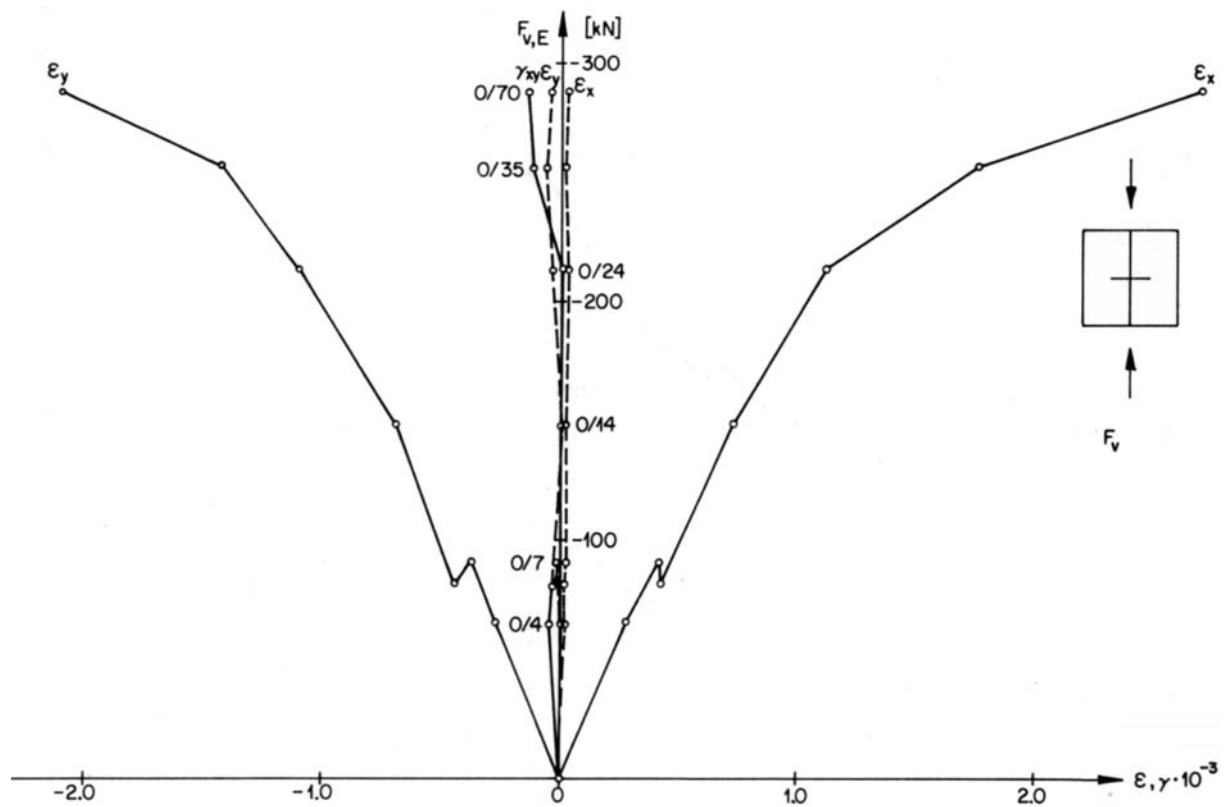


Bild 80: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

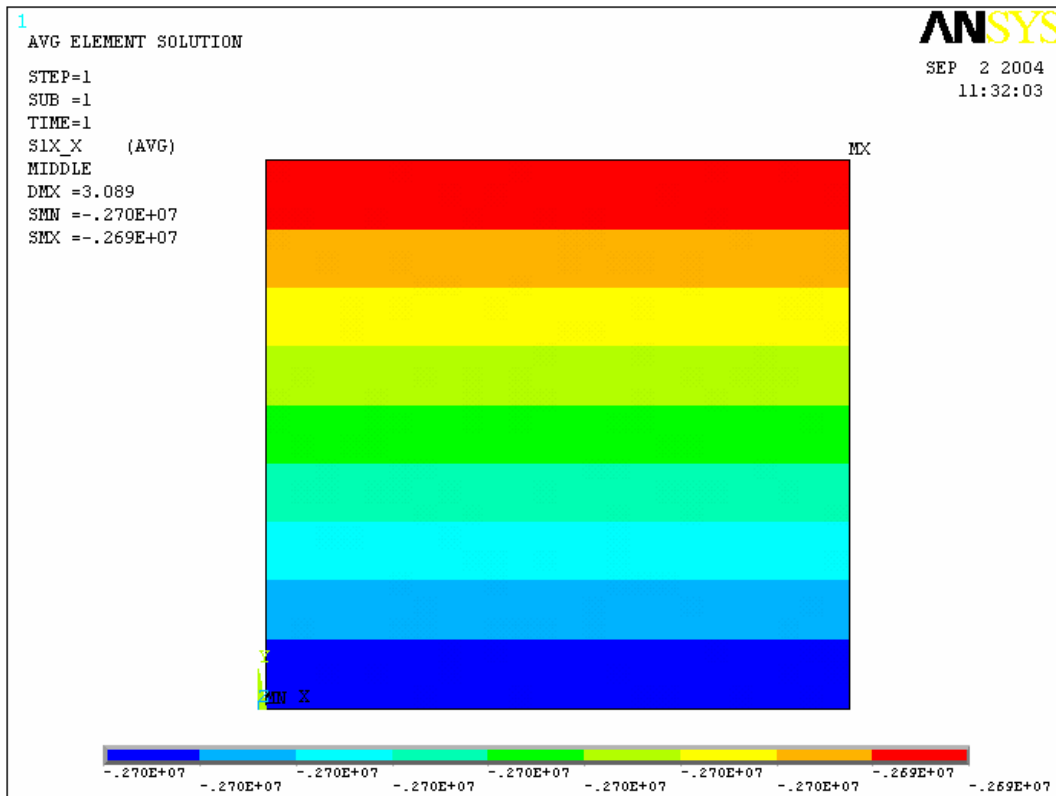


Bild 81: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

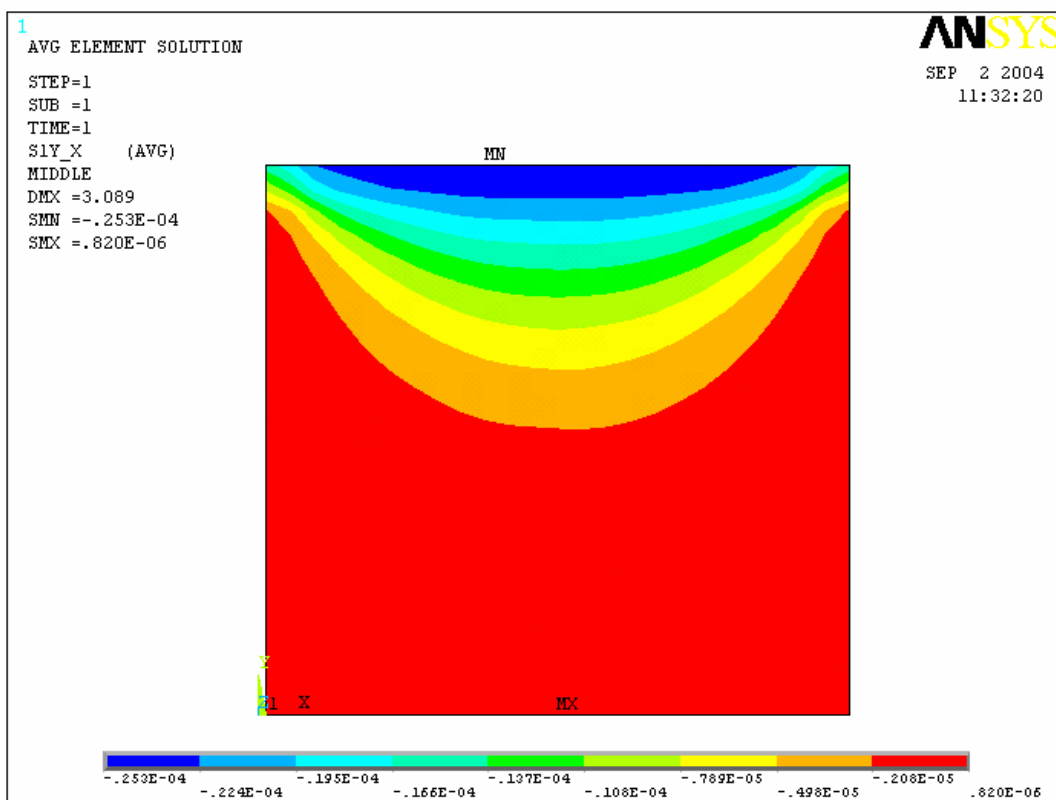


Bild 82: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

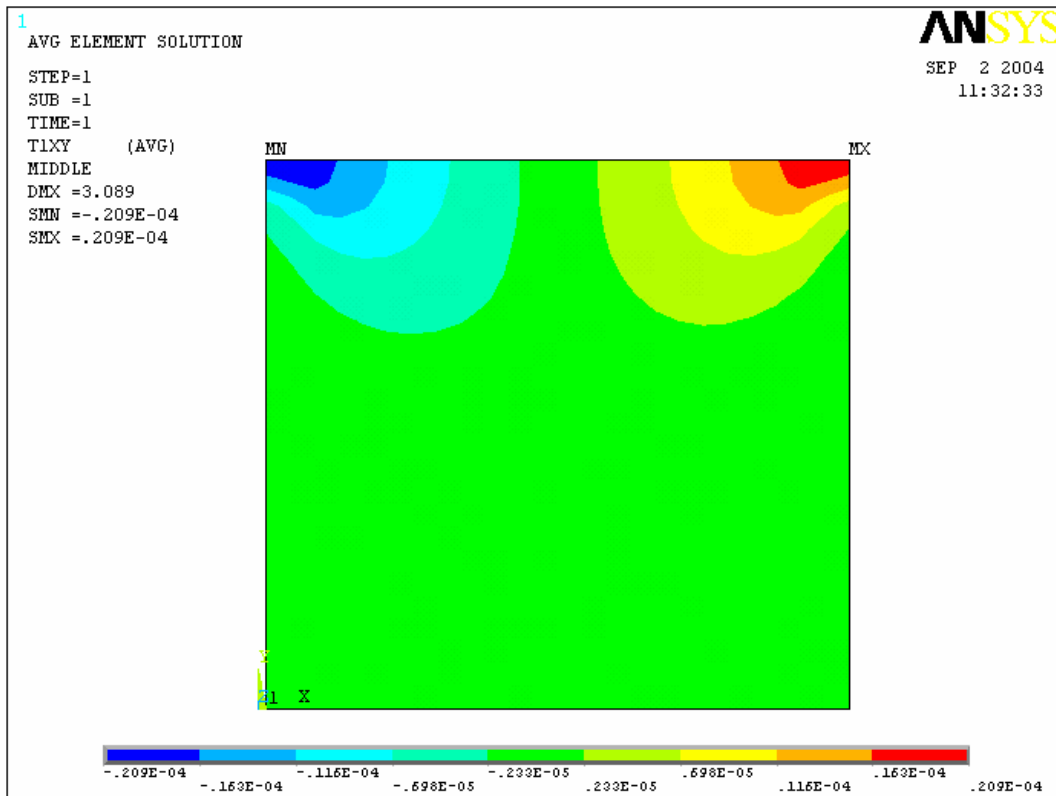


Bild 83: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen



Bild 84: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein

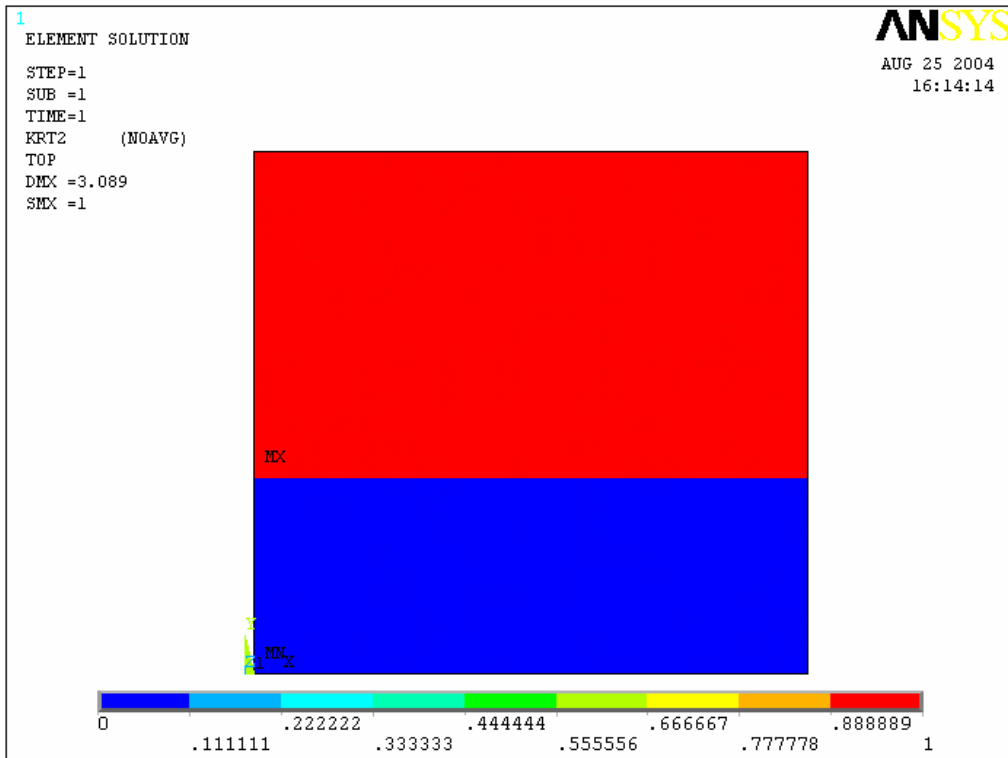


Bild 85: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

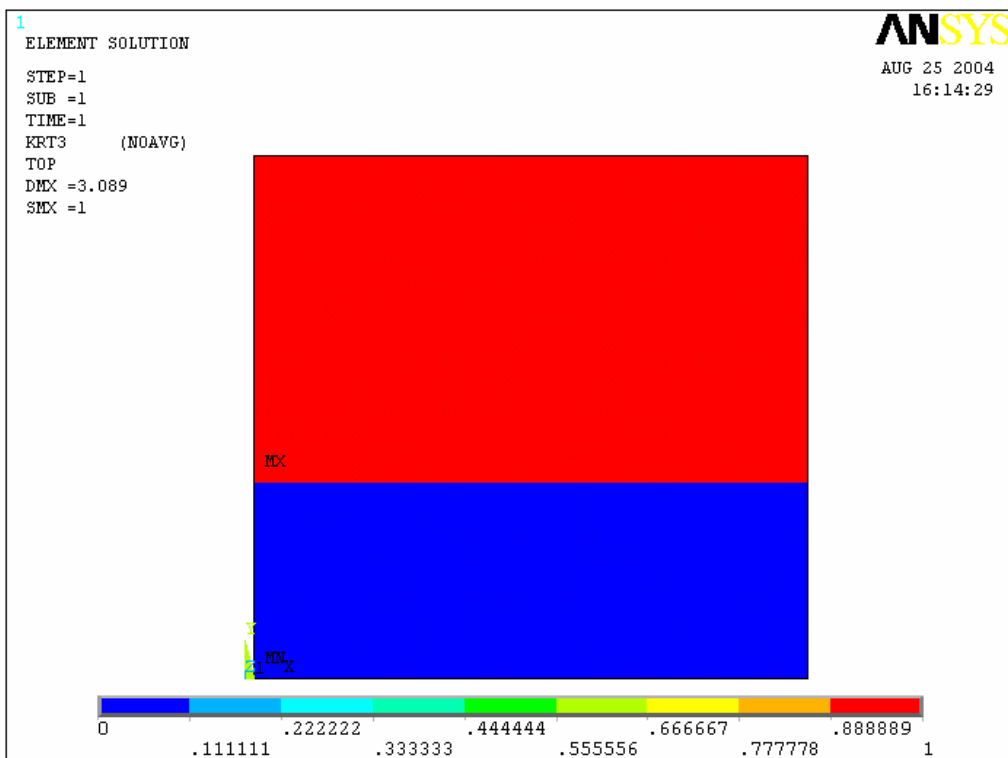


Bild 86: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein



Bild 87: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge



Bild 88: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge



Bild 89: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

In diesem Versuch wurden die Lagerfugen 90° zur Horizontalen verdreht ausgeführt. Somit bestand kein Verband in horizontaler Richtung. Weiters war die Belastung eine reine Druckkraft. Im Experiment konnte man erkennen, dass einige Steine, vor allem in der unteren Hälfte der Wand zerstört wurden (Bild 89). Genauso wie im Falle von K3, handelte es sich hierbei um die kombinierte Versagensart, Druck- und Schubversagen im Stein. Auch im numerisch analysierten Modell werden diese Versagensarten in Bild 85 und Bild 86 verifiziert. Das Rechenmodell prognostiziert ebenfalls eine Überbeanspruchung im unteren Bereich der Wand.

8.4.4.) Versuch am Testobjekt K6

Neigung der Lagerfuge: 45°

Vertikale Belastung: $F_v = -130$ [kN] (Druck)

Horizontale Belastung: $F_h = 0$

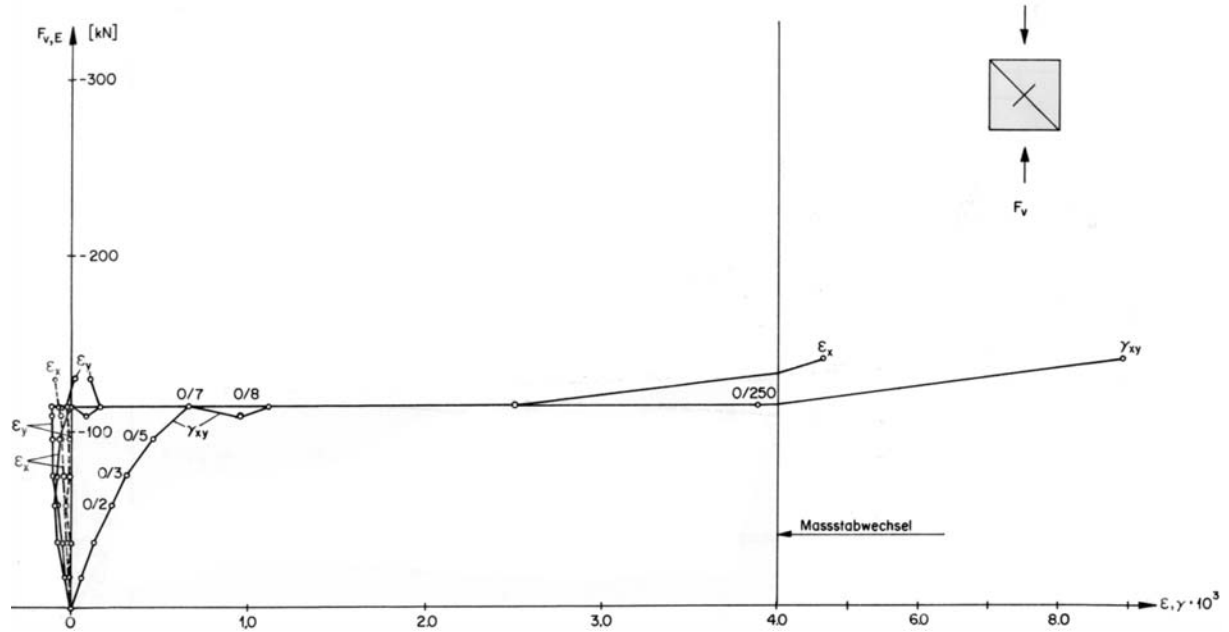


Bild 90: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

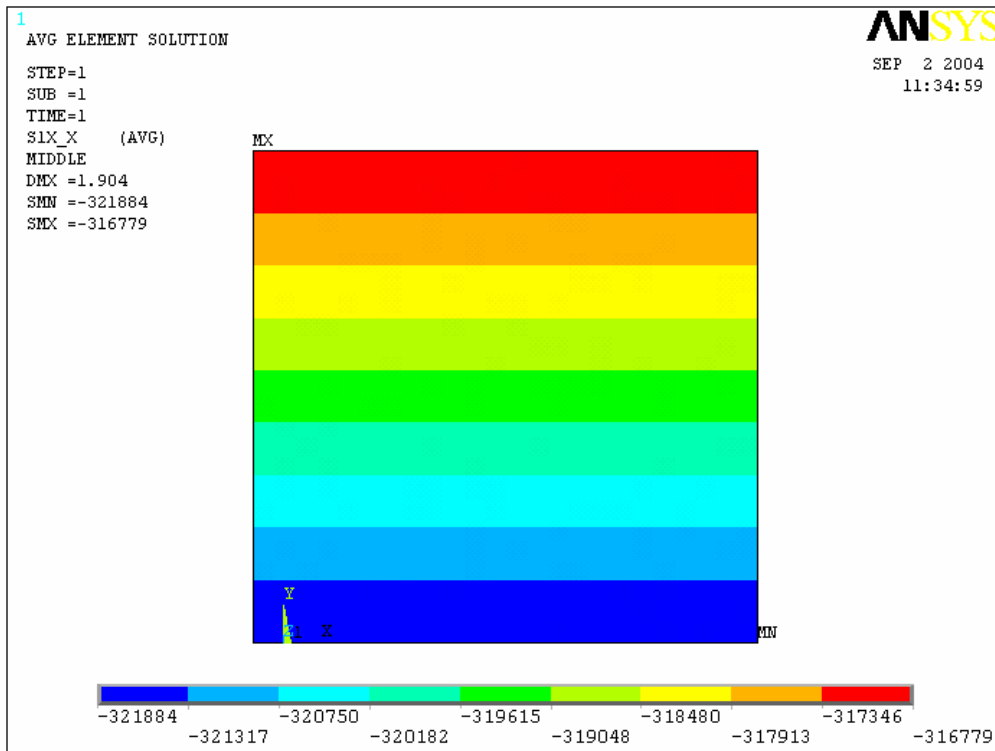


Bild 91: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

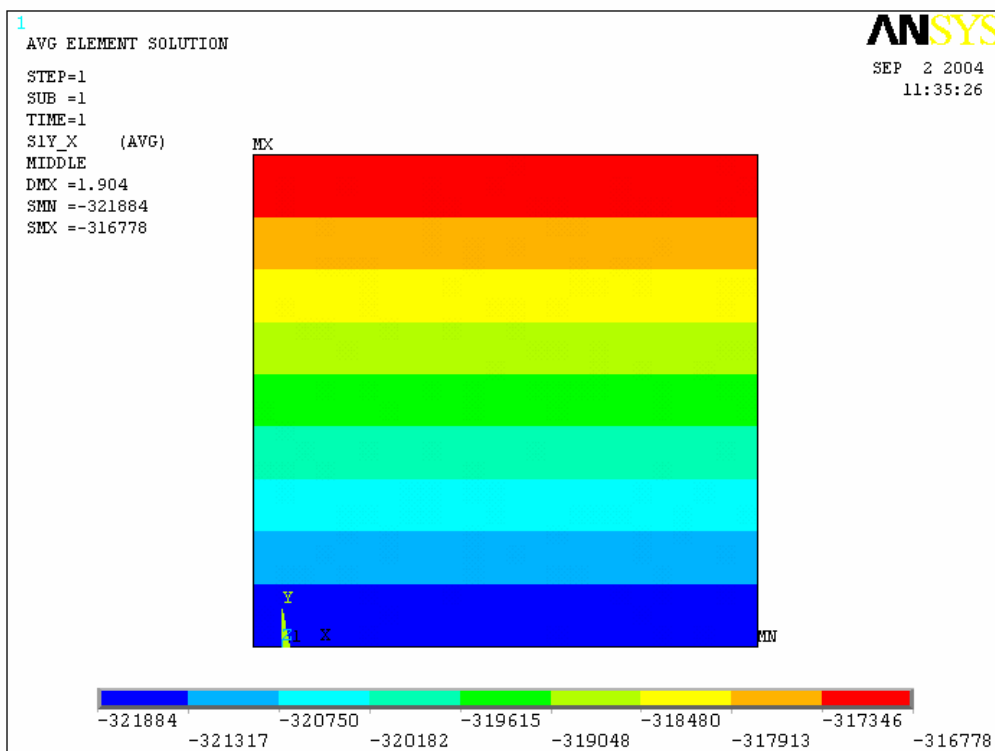


Bild 92: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

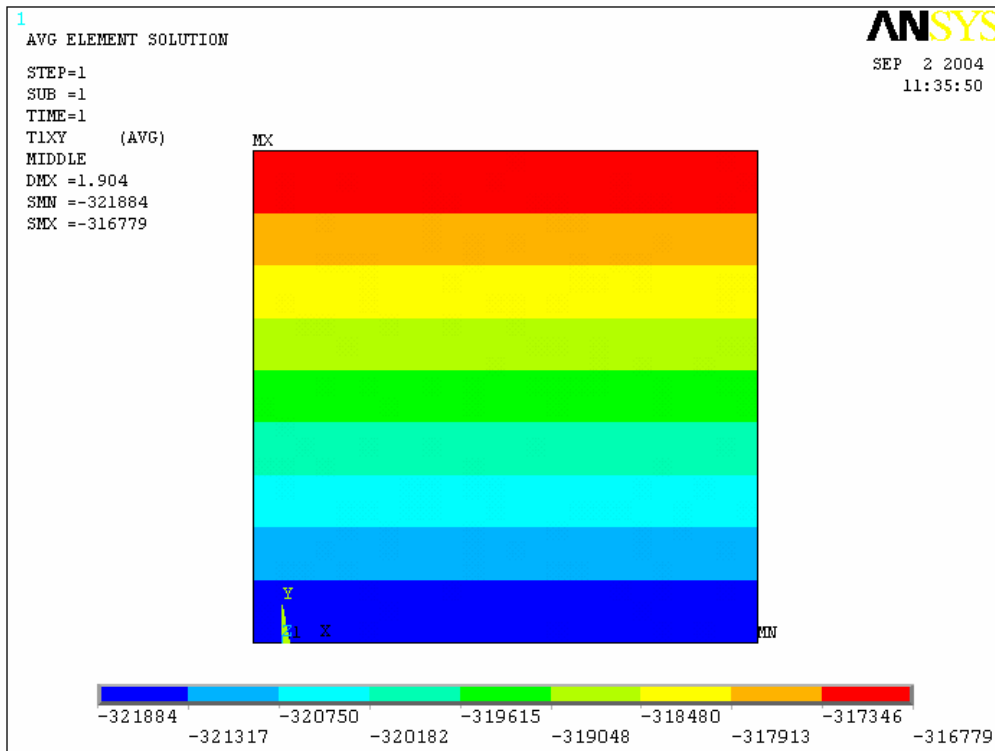


Bild 93: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

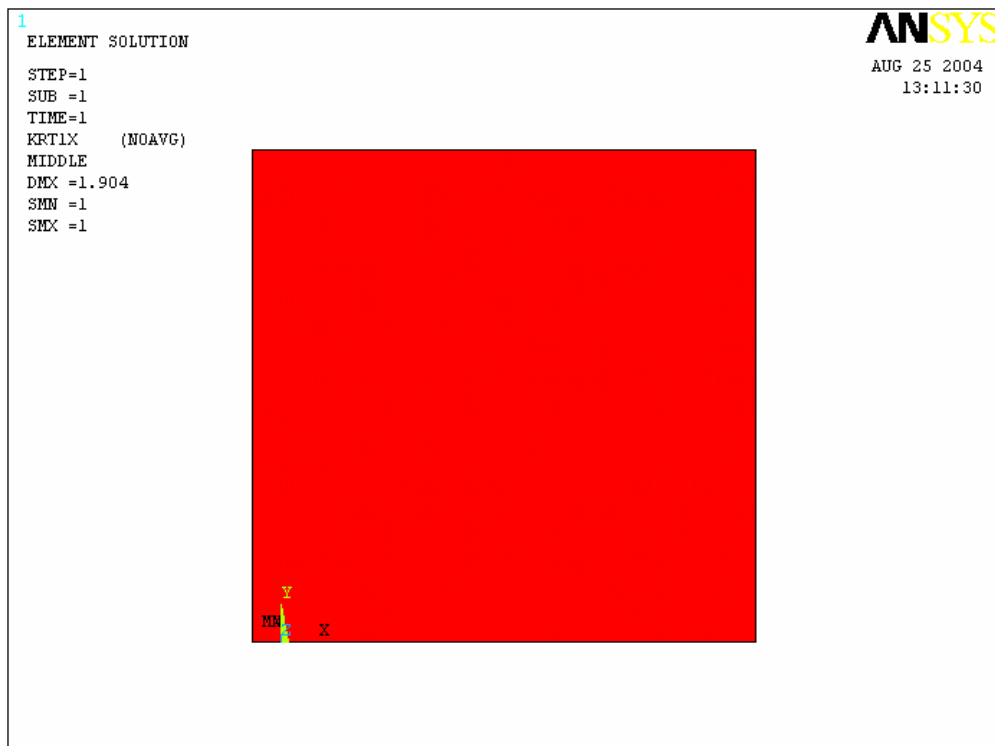


Bild 94: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein



Bild 95: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

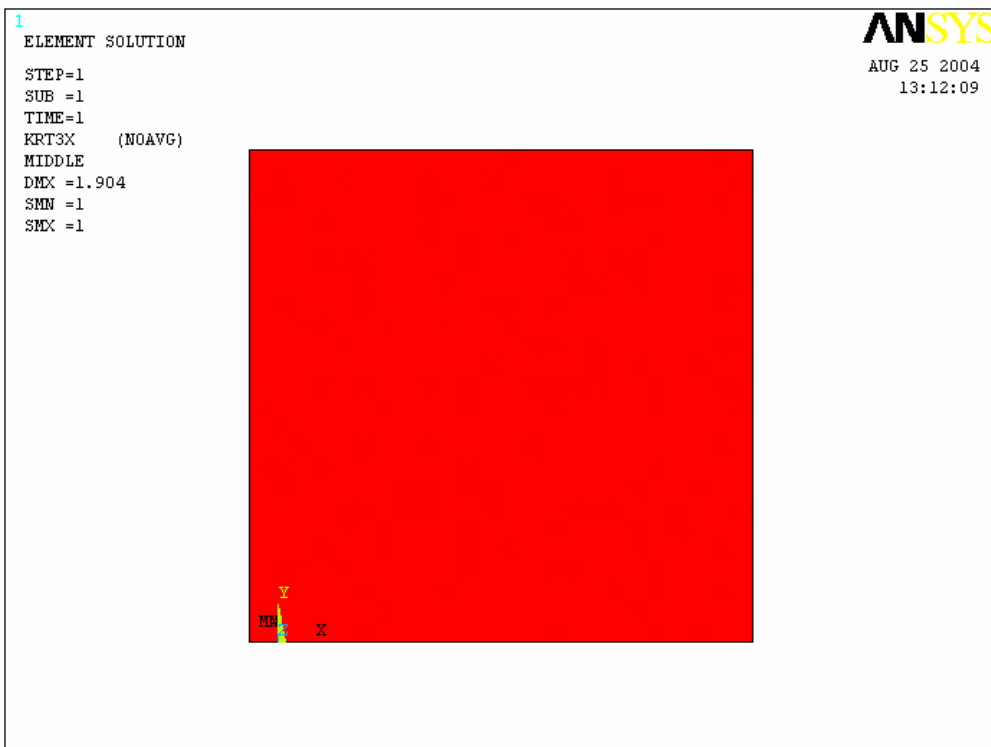


Bild 96: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein

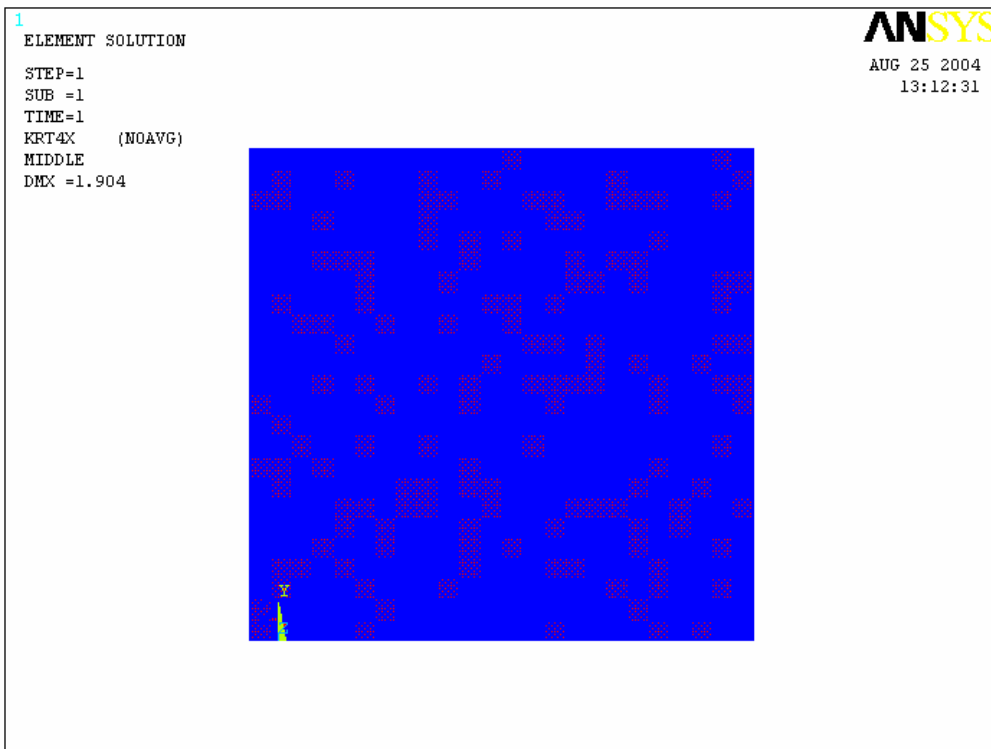


Bild 97: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

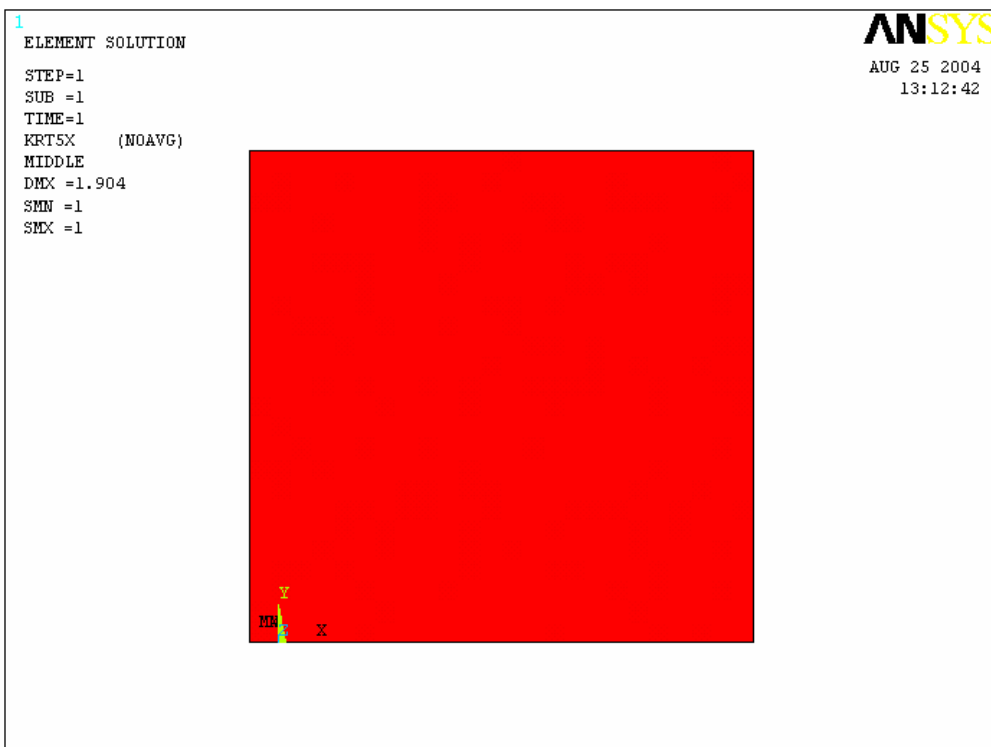


Bild 98: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge

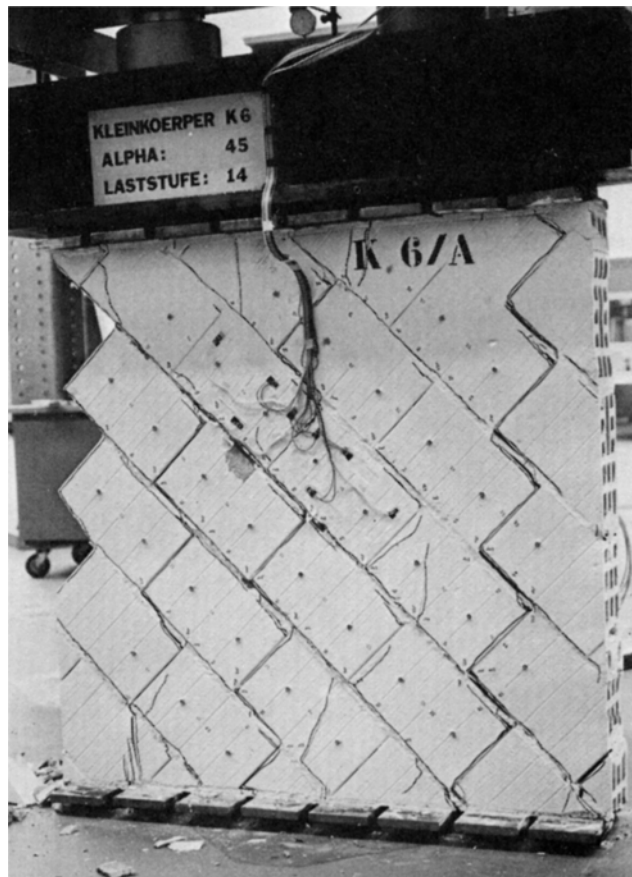


Bild 99: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Der Versuch K6 wurde mit einer vertikalen Druckbeanspruchung belastet. Bei diesem Versuch sind die Lagerfugen um 45° zur Horizontalen verdreht ausgeführt worden. Das Versagen trat hauptsächlich in den Lagerfugen auf (Bild 99). Dies wird auch am Rechenmodell durch Bild 97 bestätigt.

8.4.5.) Versuch am Testobjekt K7

Neigung der Lagerfuge: $22,5^\circ$

Vertikale Belastung: $F_v = -431$ [kN] (Druck)

Horizontale Belastung: $F_h = 0$

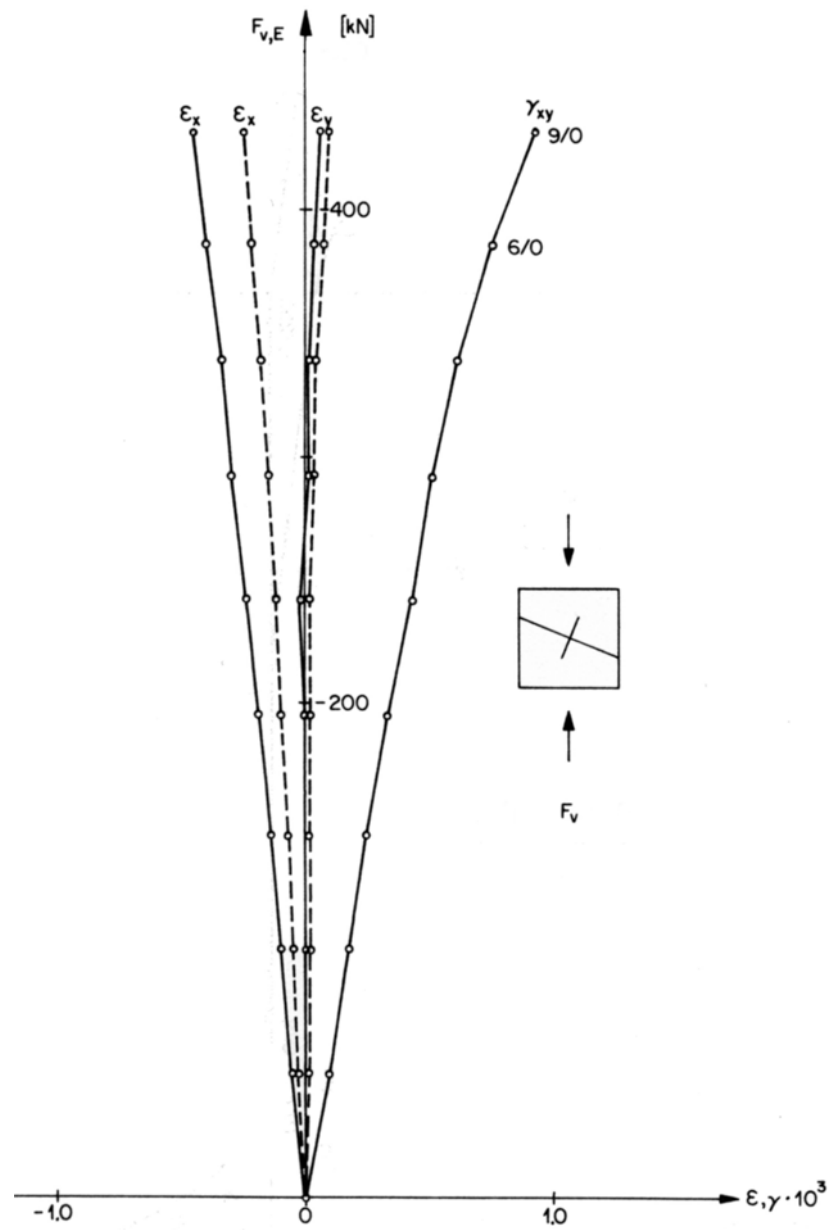


Bild 100: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

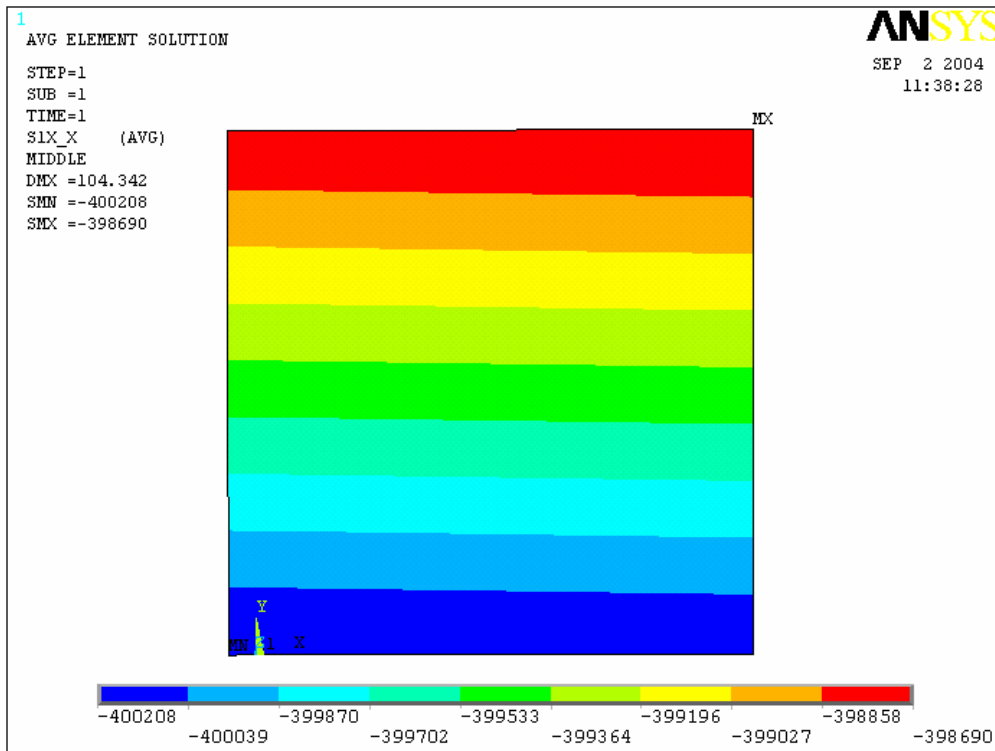


Bild 101: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

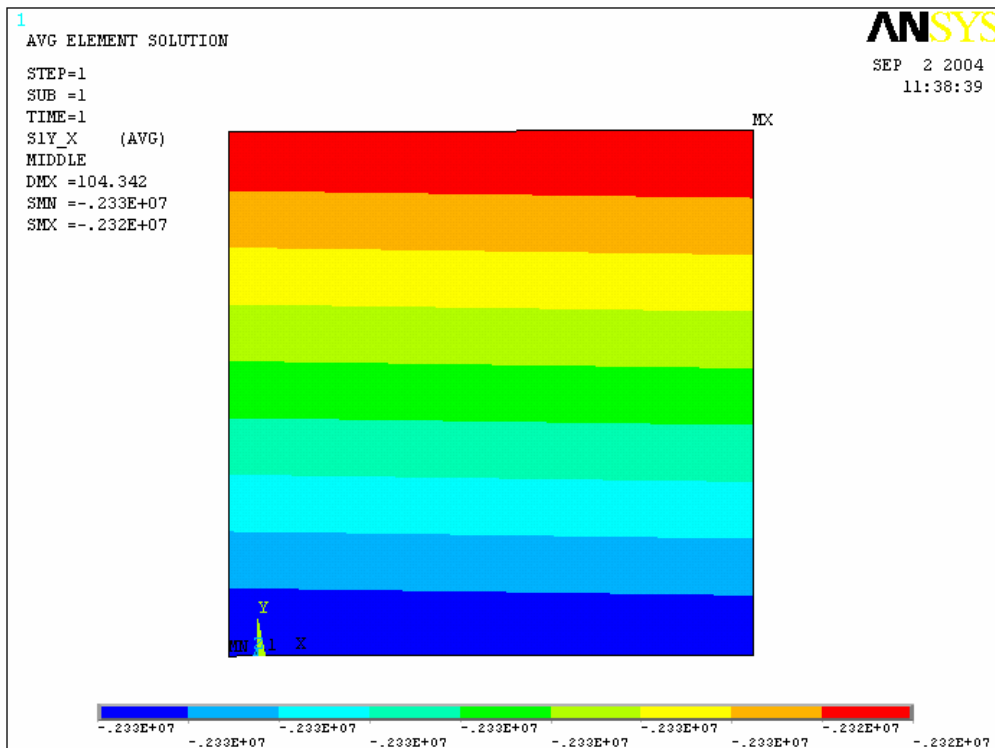


Bild 102: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

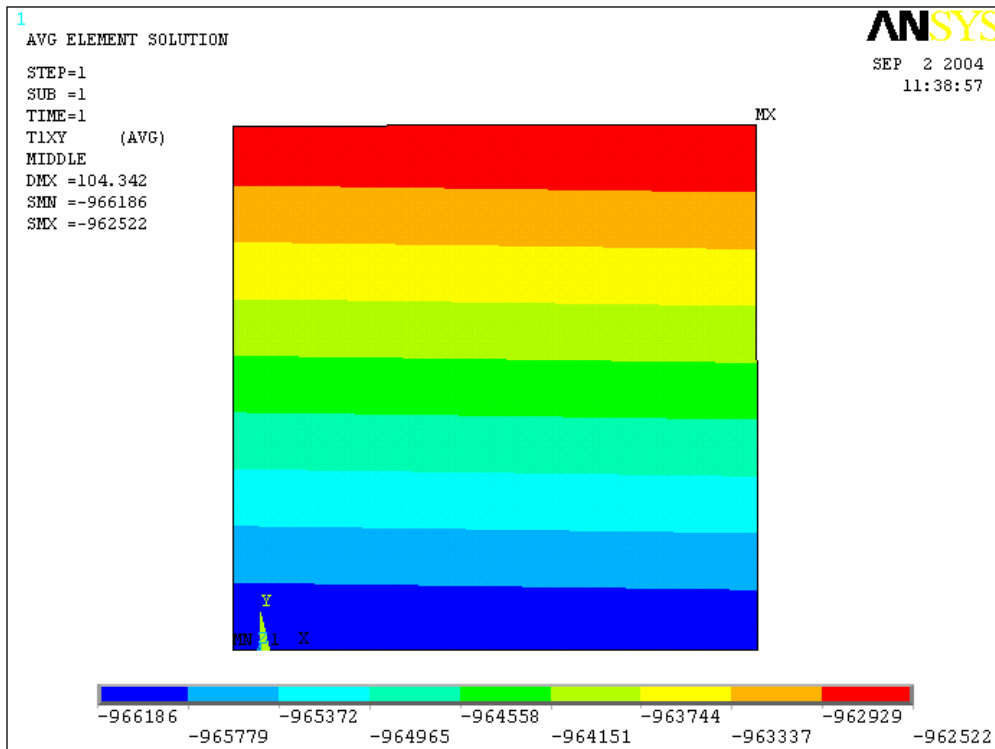


Bild 103: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

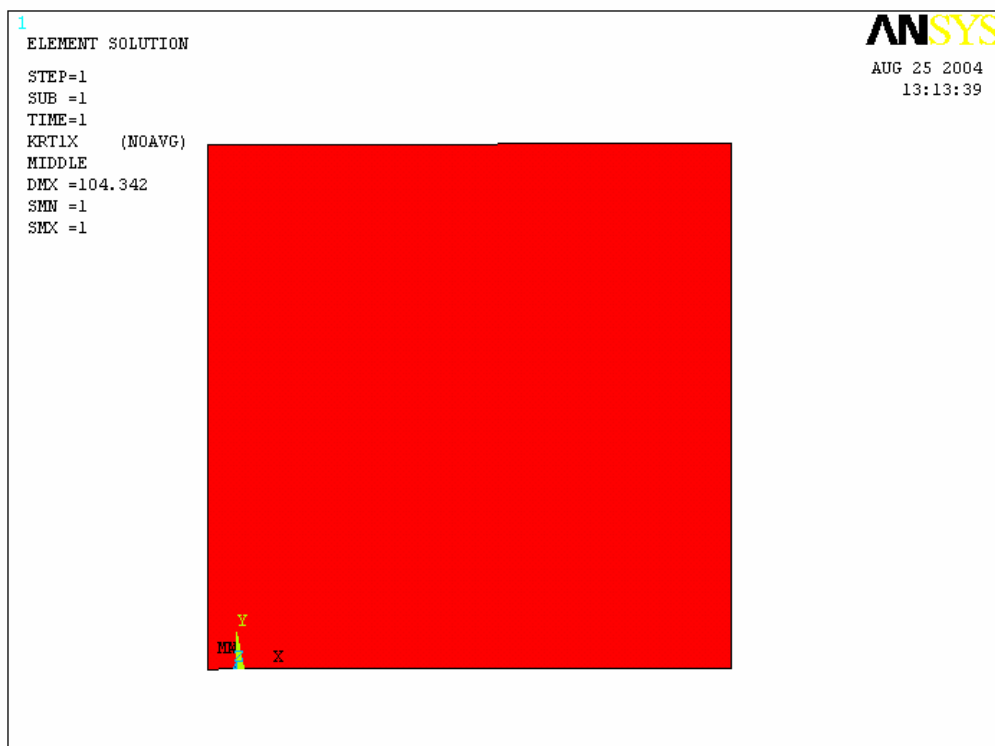


Bild 104: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein

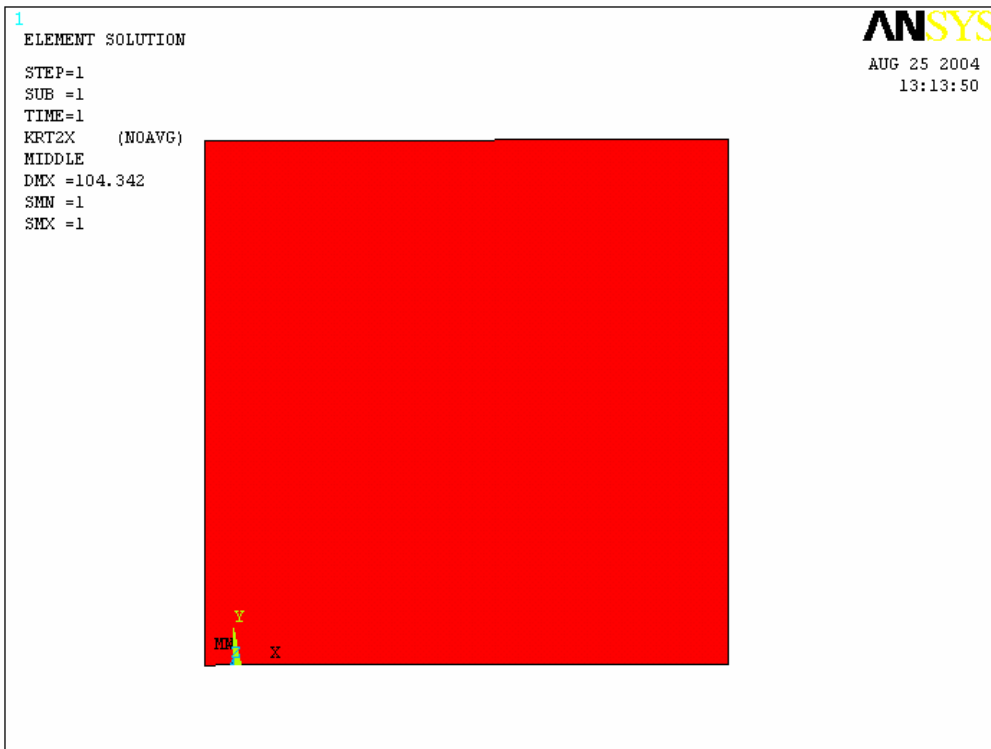


Bild 105: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

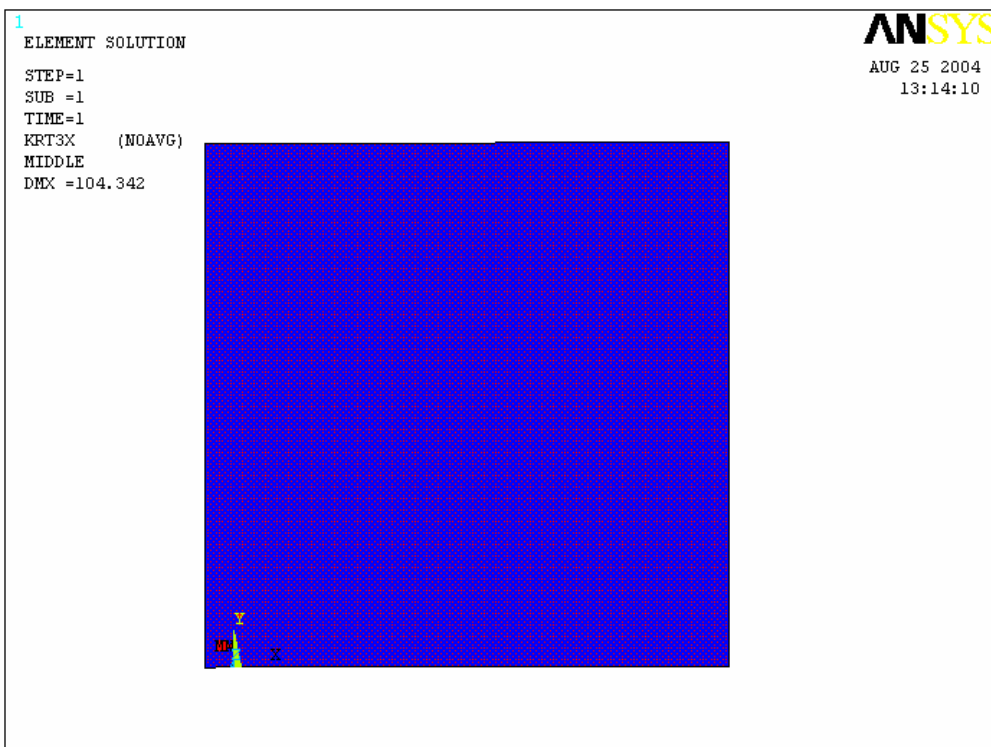


Bild 106: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein

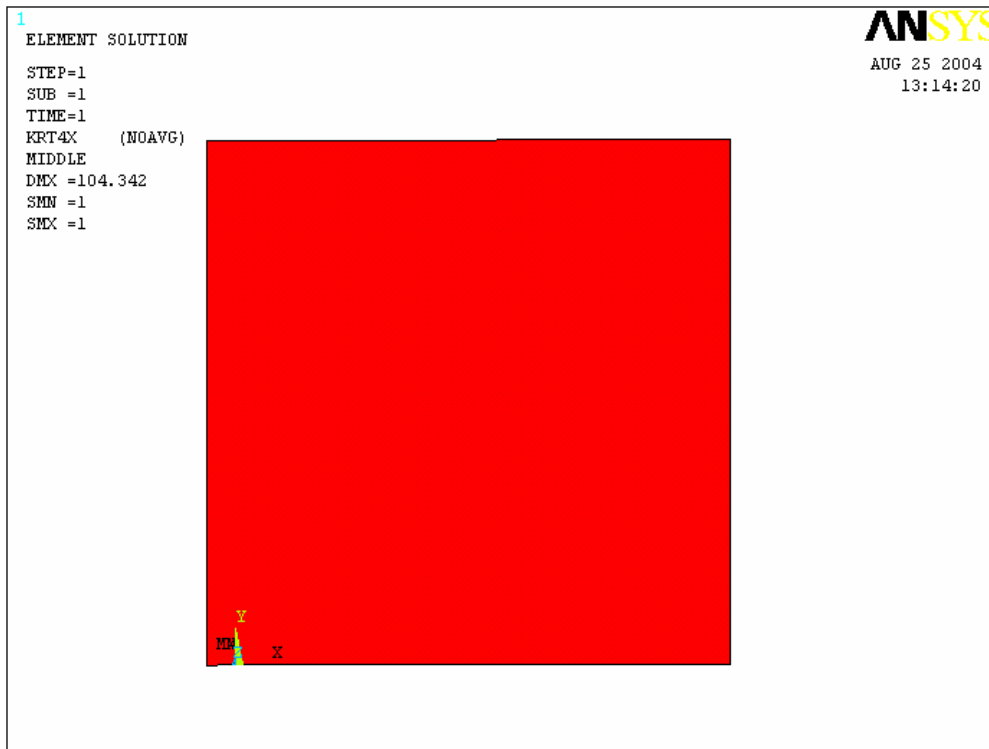


Bild 107: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

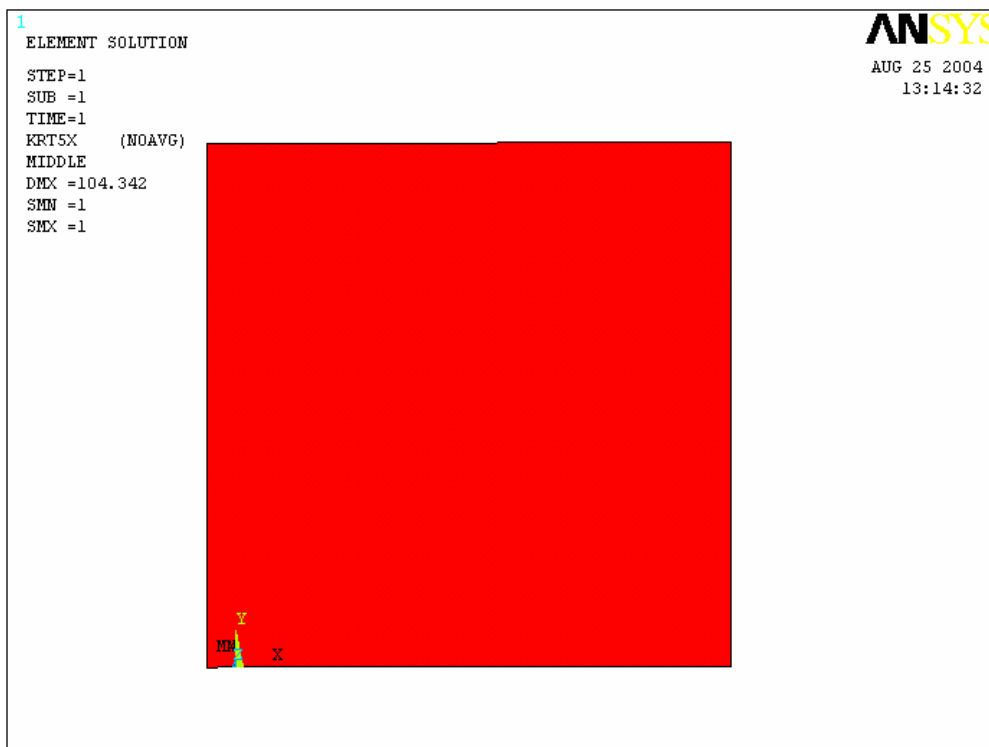


Bild 108: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge



Bild 109: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Diese Testwand wurde mit $22,5^\circ$ geneigten Lagerfugen ausgeführt. Die Beanspruchung bestand hier aus einer vertikalen Druckbelastung. In Bild 109 ist dokumentiert worden, dass gesamte Steine während des Versuchs zerstört wurden. Der Grund hierfür lag im Schubversagen der Steine. Auch am Rechenmodell wird diese Versagensart als die Maßgebliche analysiert (Bild 106).

8.4.6.) Versuch am Testobjekt K8

Neigung der Lagerfuge: $67,5^\circ$
 Vertikale Belastung: $F_v = -91$ [kN] (Druck)
 Horizontale Belastung: $F_h = 0$

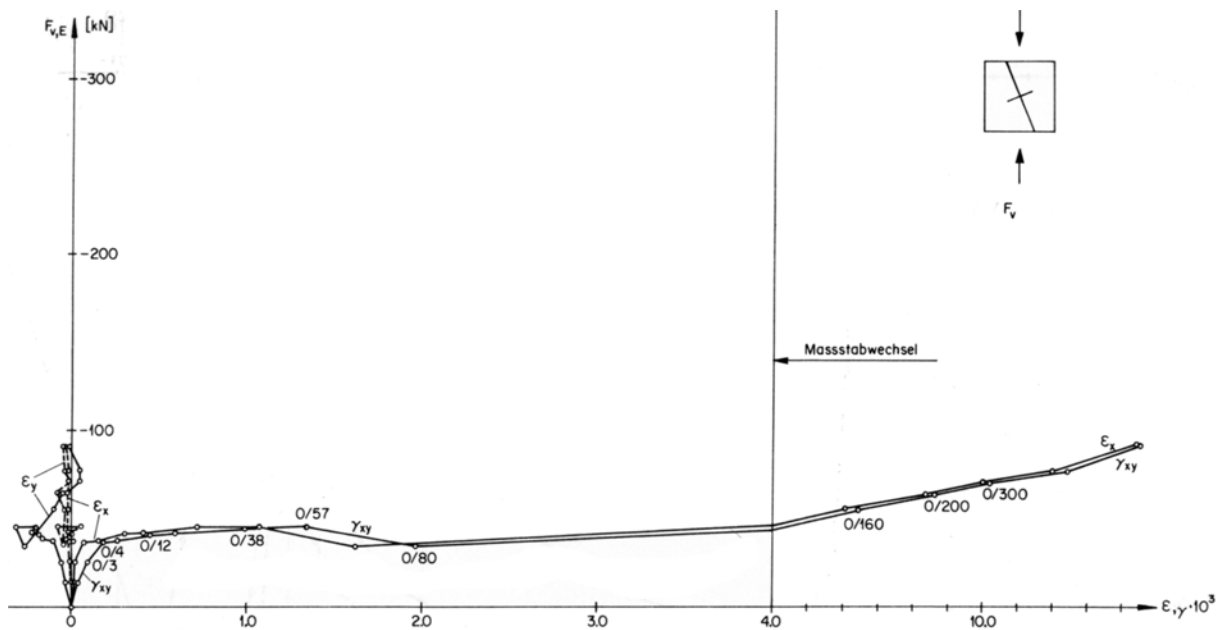


Bild 110: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

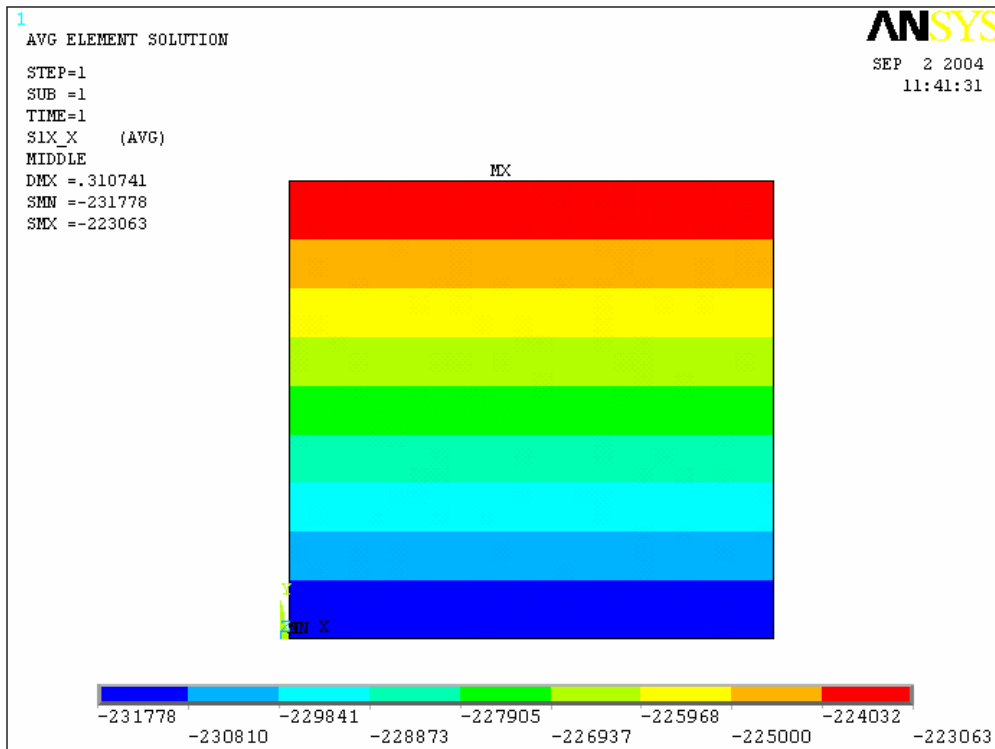


Bild 111: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

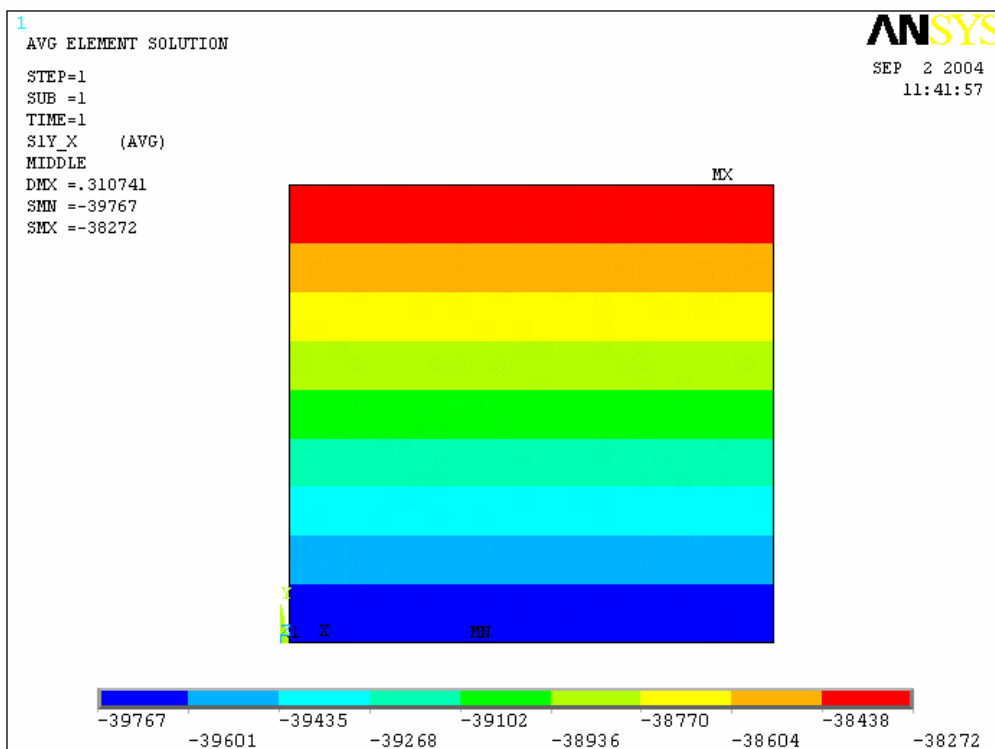


Bild 112: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

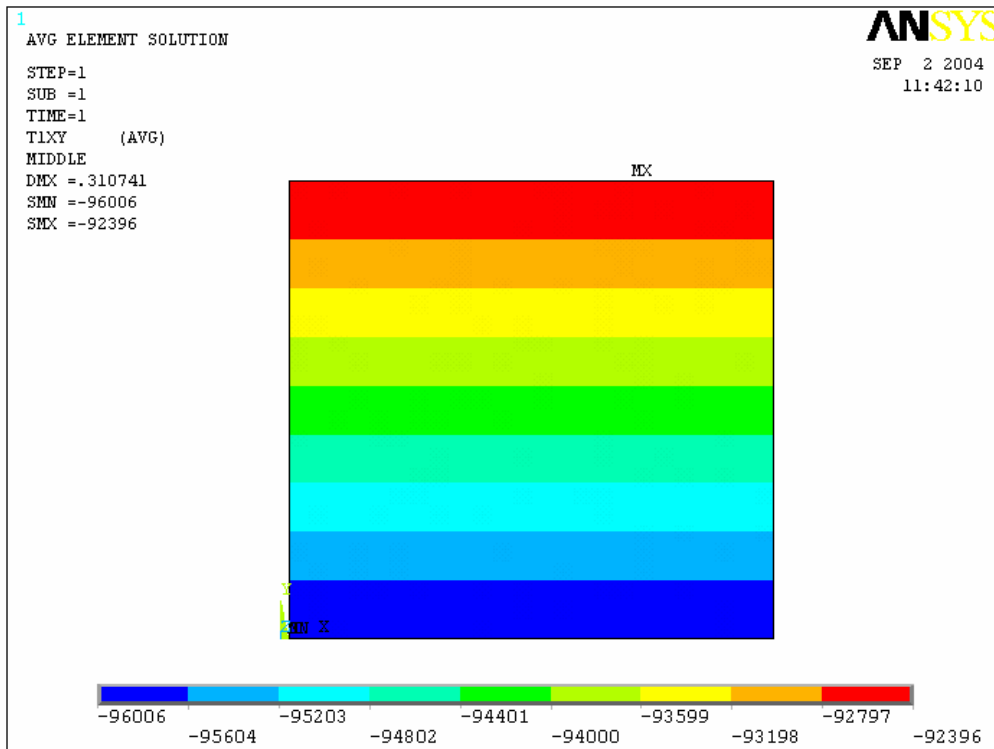


Bild 113: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

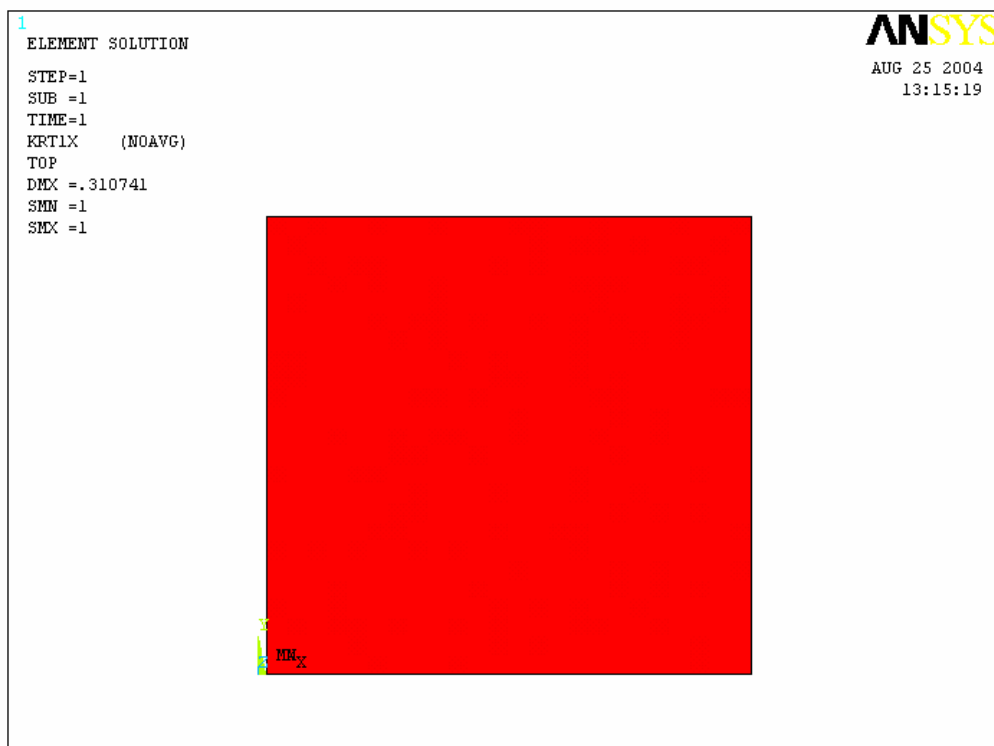


Bild 114: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein

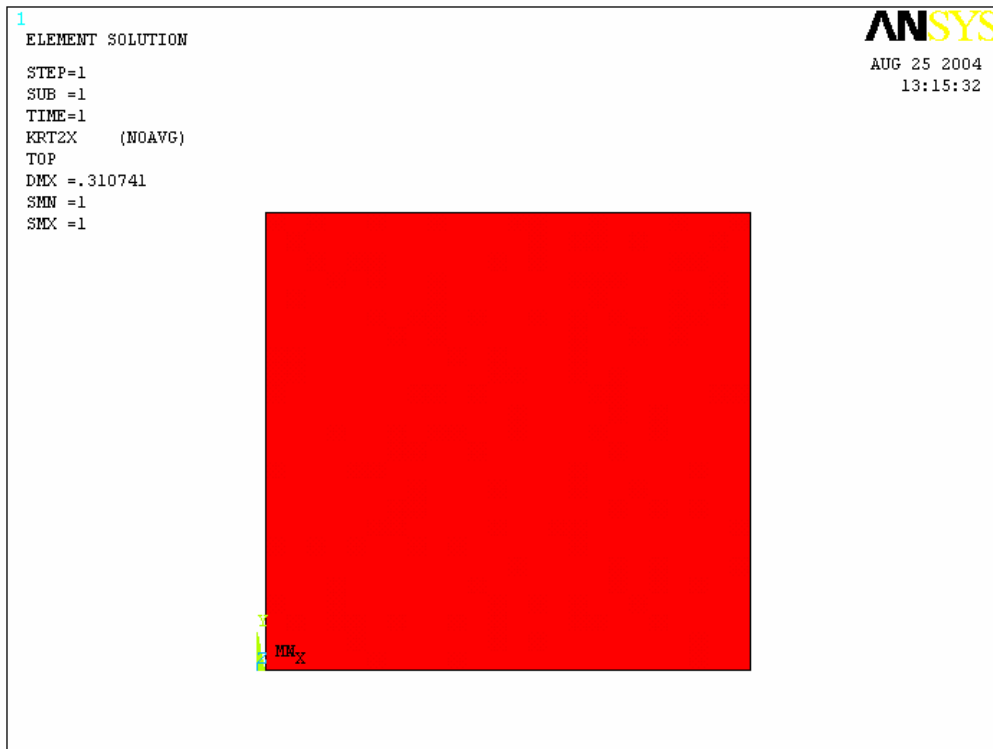


Bild 115: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

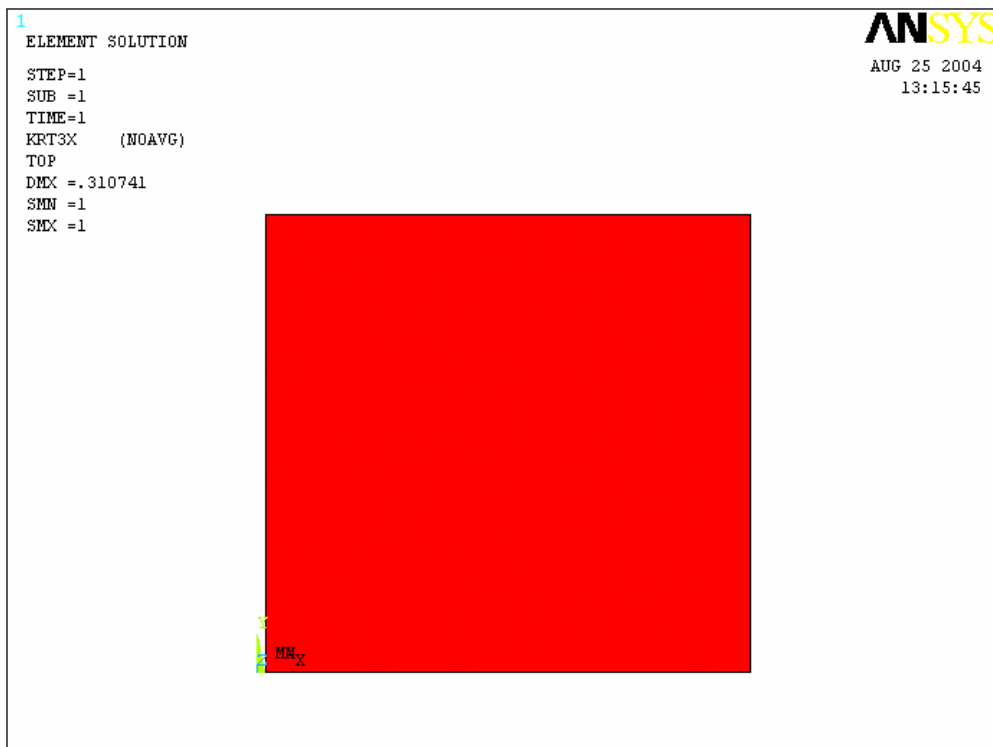


Bild 116: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein

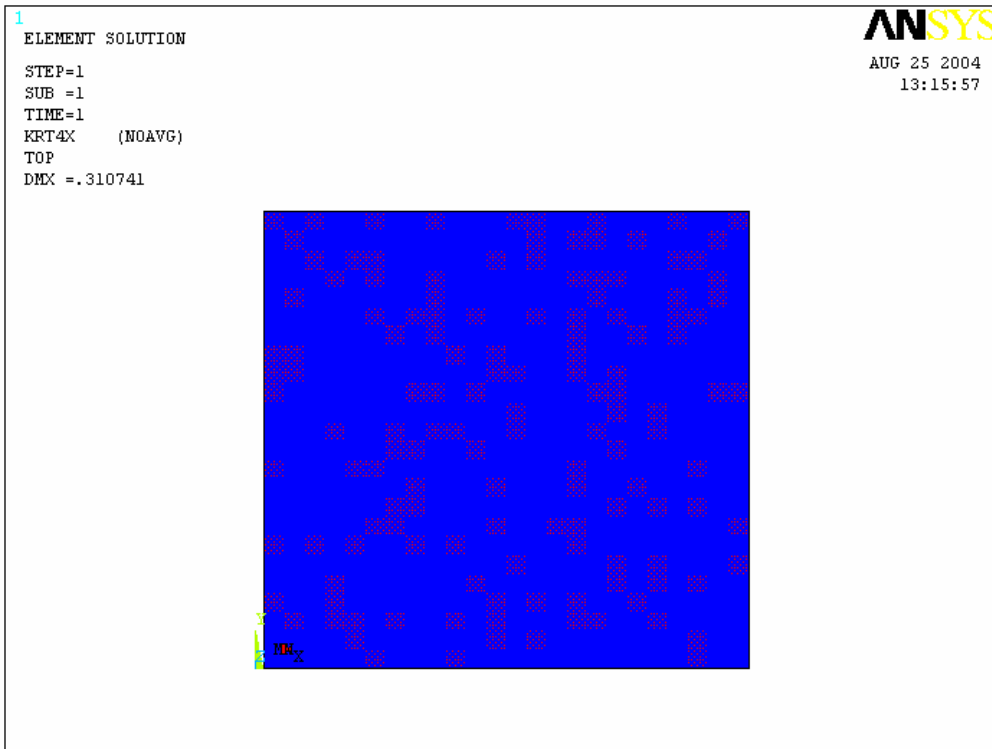


Bild 117: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

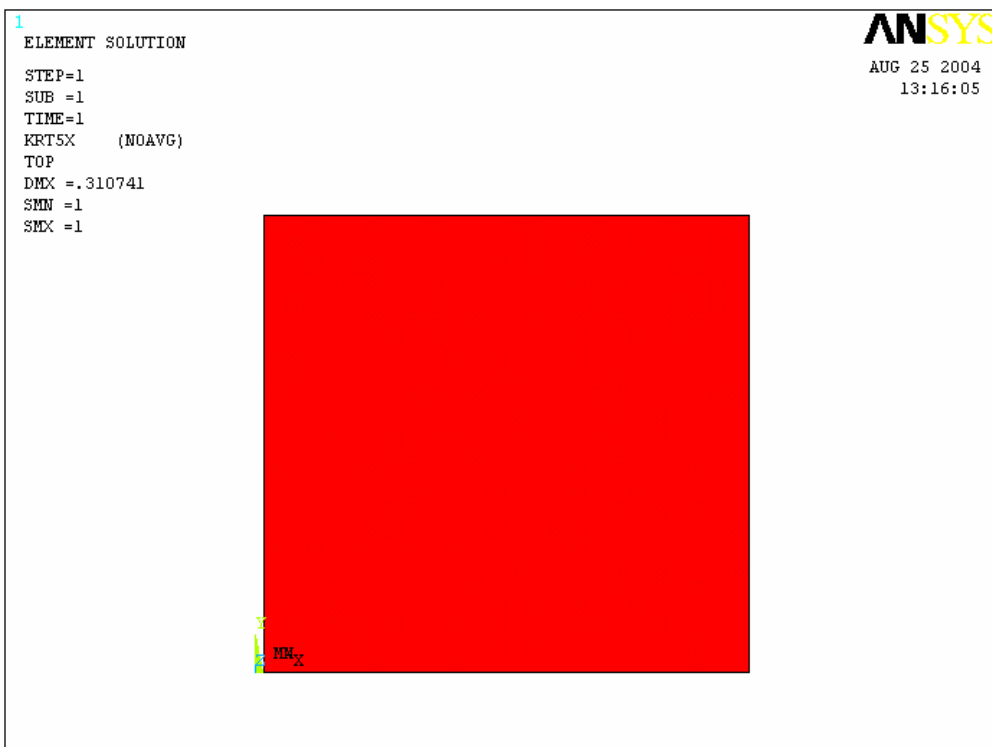


Bild 118: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge



Bild 119: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Diese Wand wurde mit einer vertikalen Druckbeanspruchung belastet, wobei die Lagerfugen um $67,5^\circ$ verdreht ausgeführt waren. Man erkennt anhand von Bild 119, dass die Lagerfugen überbeansprucht wurden und somit das Versagen anhand von Rissen in den Lagerfugen bemerkbar war. Dies wird auch rechnerisch durch Bild 117 bestätigt.

8.4.7.) Versuch am Testobjekt K10

Neigung der Lagerfuge: 0°

Vertikale Belastung: $F_v = -1160$ [kN] (Druck)

Horizontale Belastung: $F_h = -362$ [kN] (Druck)

Verhältnis: $F_h/F_v = 1/3,2$

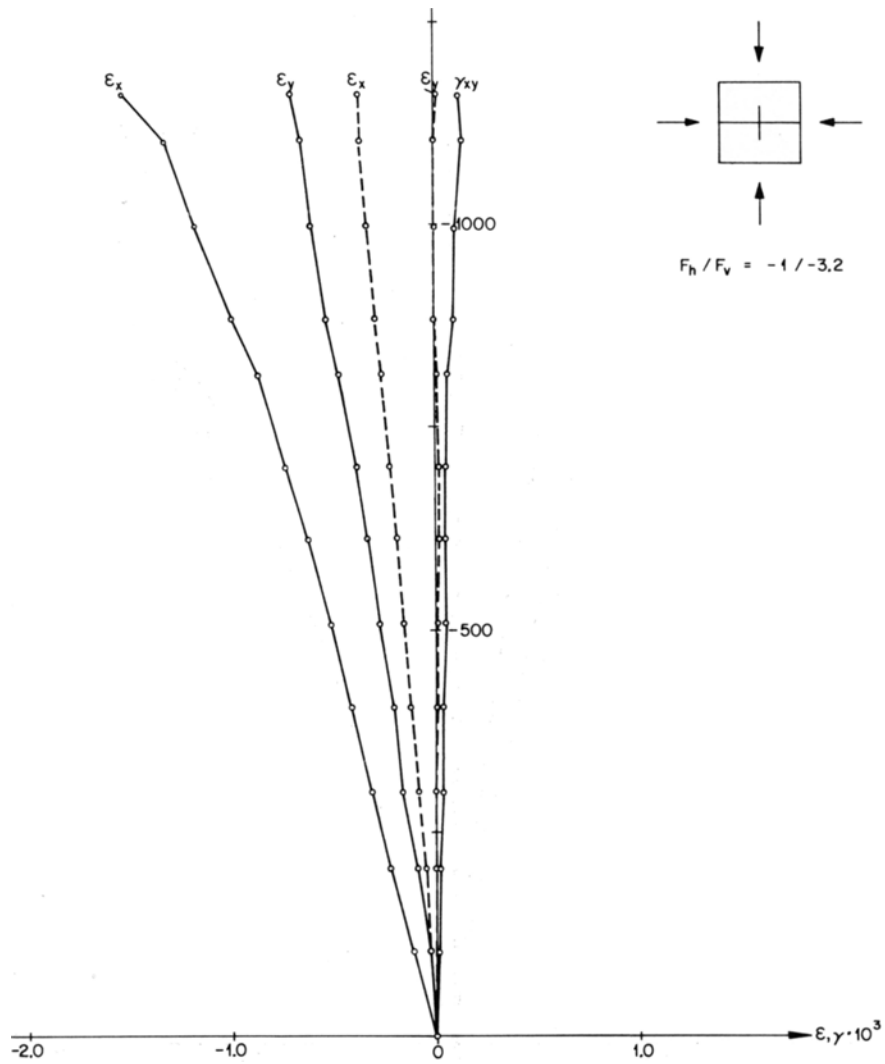


Bild 120: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

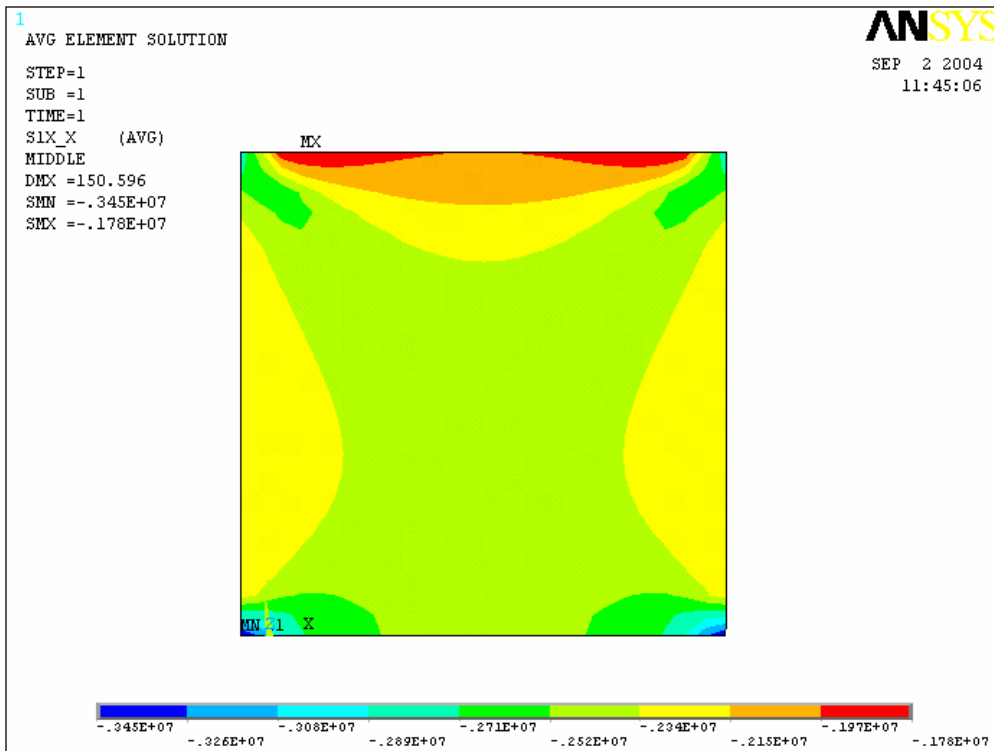


Bild 121: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

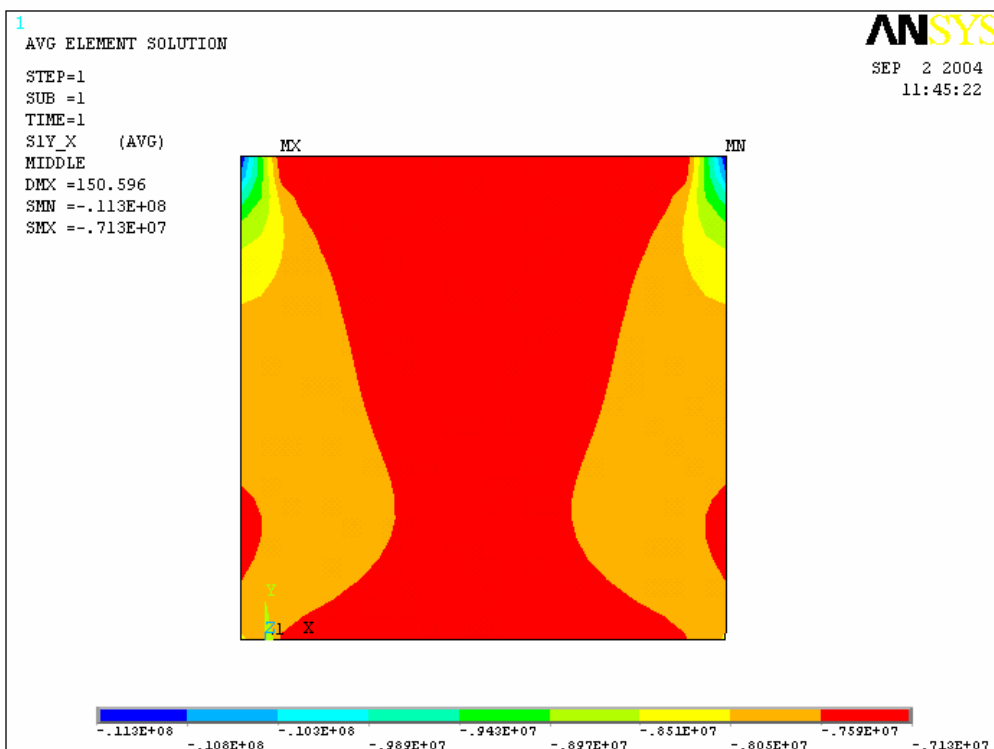


Bild 122: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

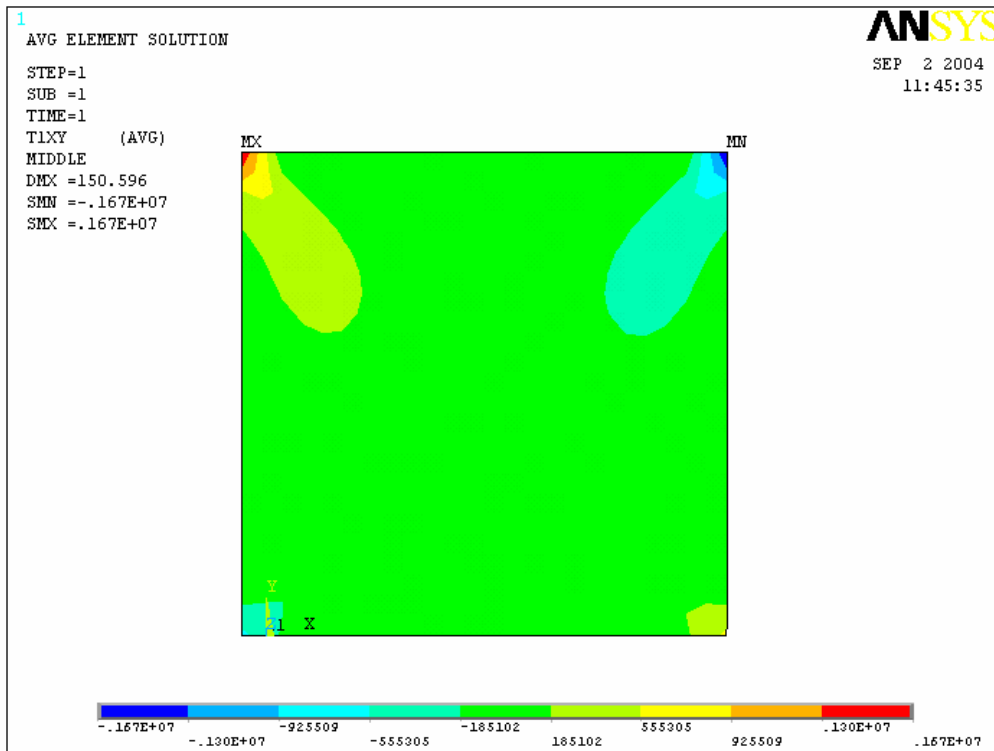


Bild 123: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

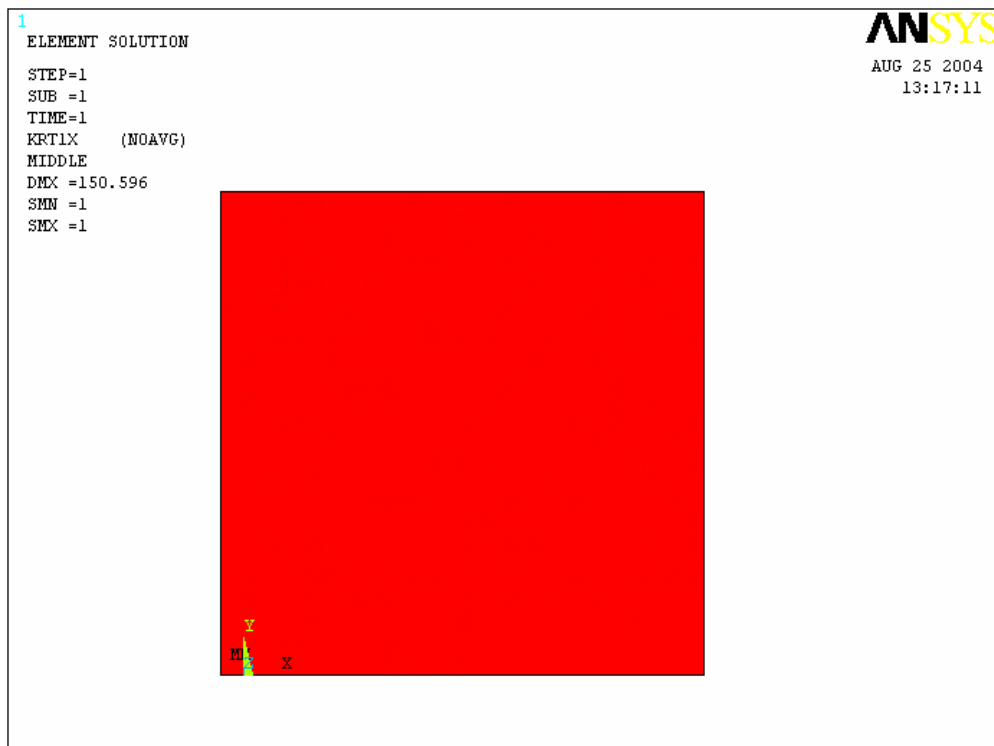


Bild 124: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein

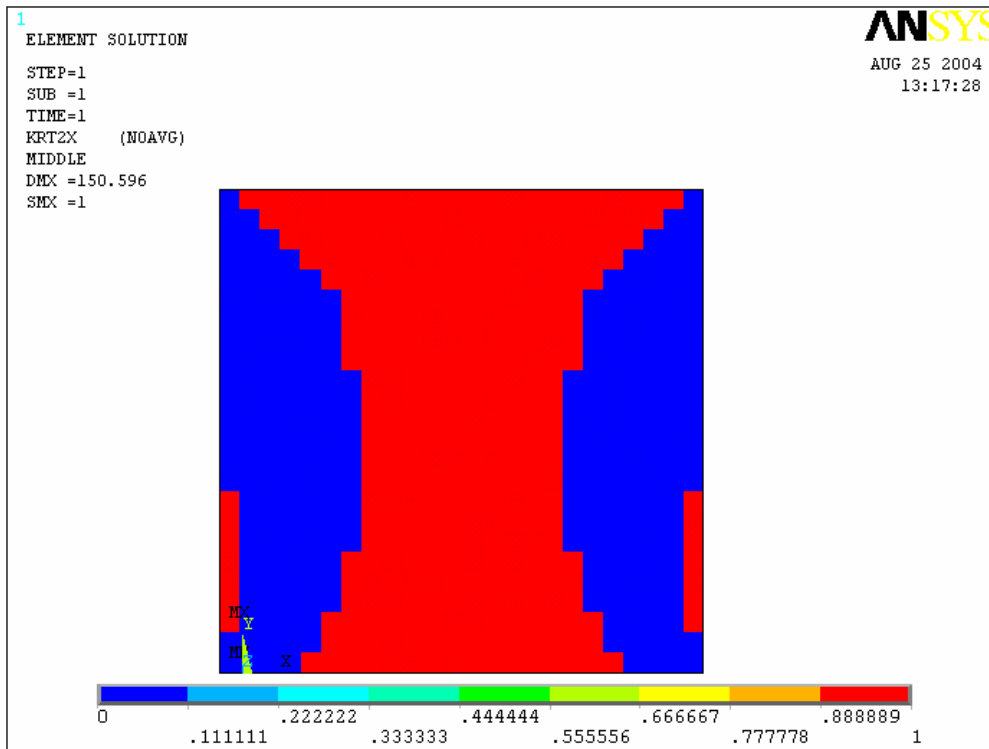


Bild 125: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

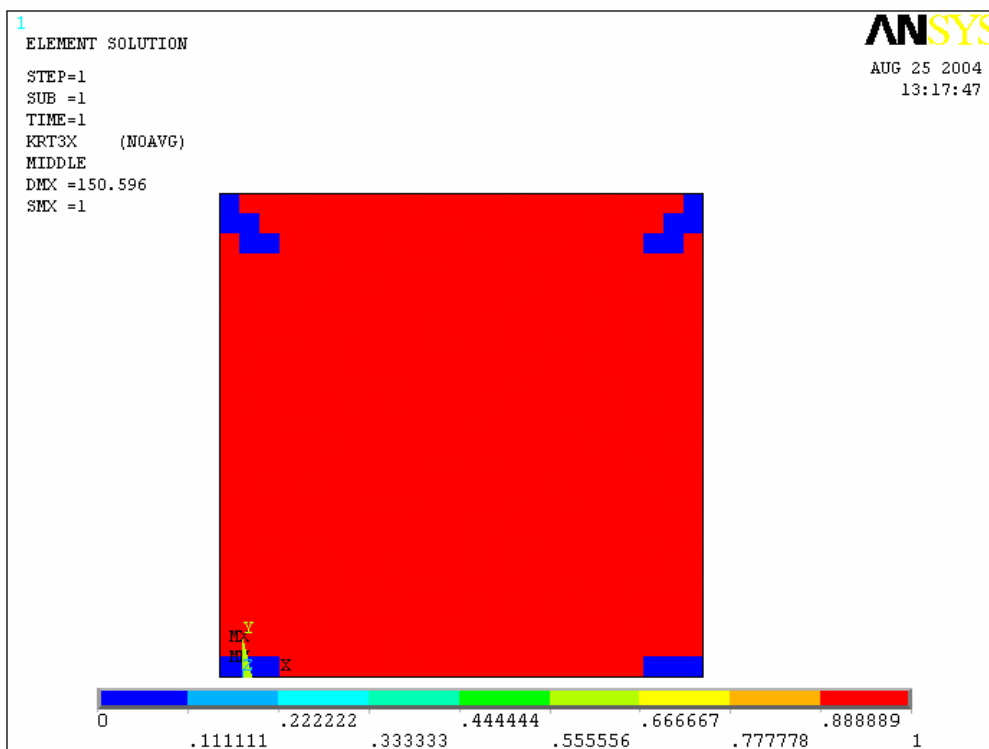


Bild 126: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein

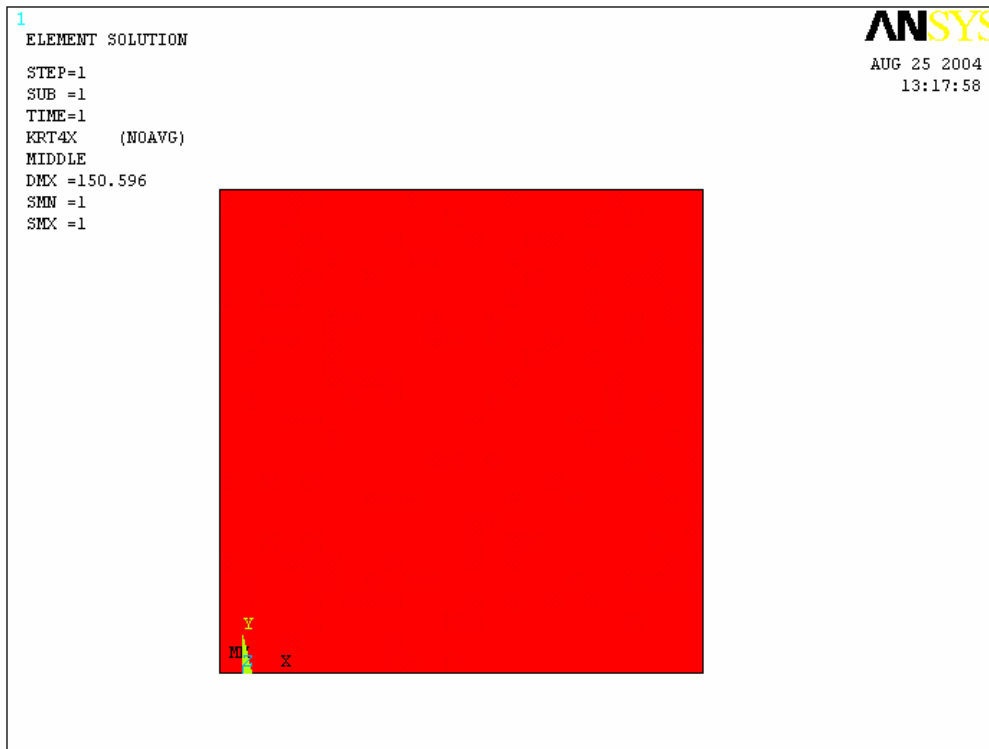


Bild 127: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

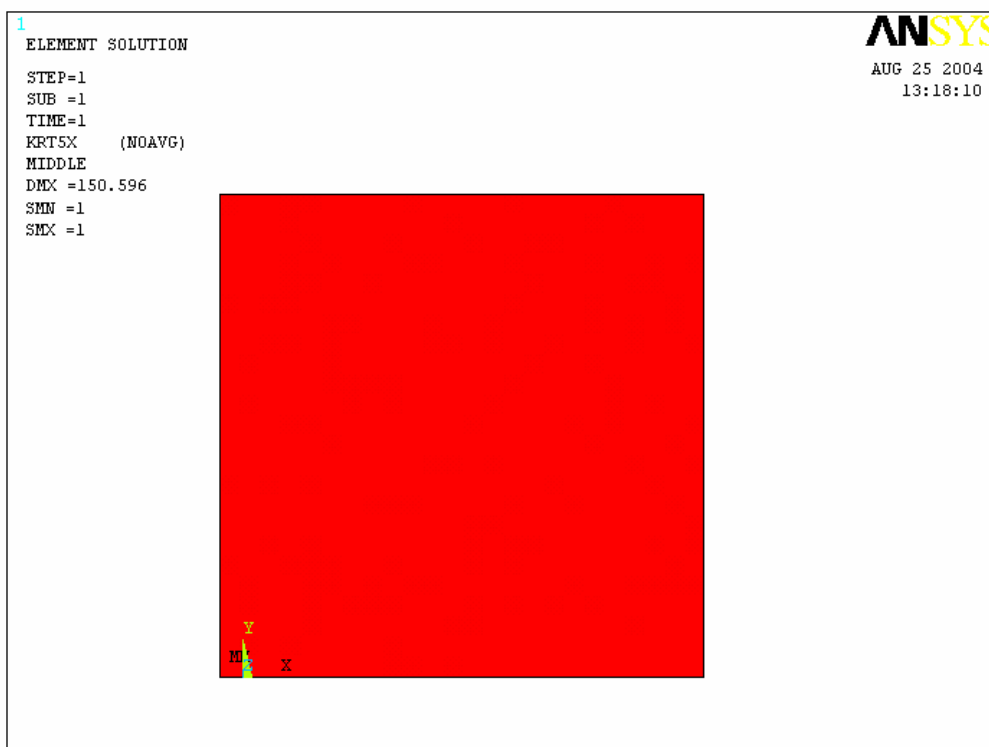


Bild 128: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge



Bild 129: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Diese Wand wurde im Labor biaxial mit einer vertikalen und horizontalen Druckkraft belastet. Hierbei war die vertikale Kraftkomponente 3,2-mal höher, als die Horizontale. Bild 129 verdeutlicht, dass teilweise gesamte Steine durch die Belastung beschädigt wurden. Dies rührte von einem kombinierten Versagen, da sowohl ein Druck- als auch Schubversagen im Stein auftrat. Rechnerisch wird dies ebenfalls nachgewiesen und ist in Bild 125 und Bild 126 dargestellt. Weiters resultiert aus dem Rechenmodell (siehe Bild 125) das klassische Versagensmuster von einem druckbeanspruchten Bauteil, wobei die überbelasteten Stellen hauptsächlich an den Rändern und an den Ecken zu finden sind.

8.4.8.) Versuch am Testobjekt K11

Neigung der Lagerfuge: $22,5^\circ$
 Vertikale Belastung: $F_v = -880$ [kN] (Druck)
 Horizontale Belastung: $F_h = -284$ [kN] (Druck)
 Verhältnis: $F_h/F_v = 1/3,1$

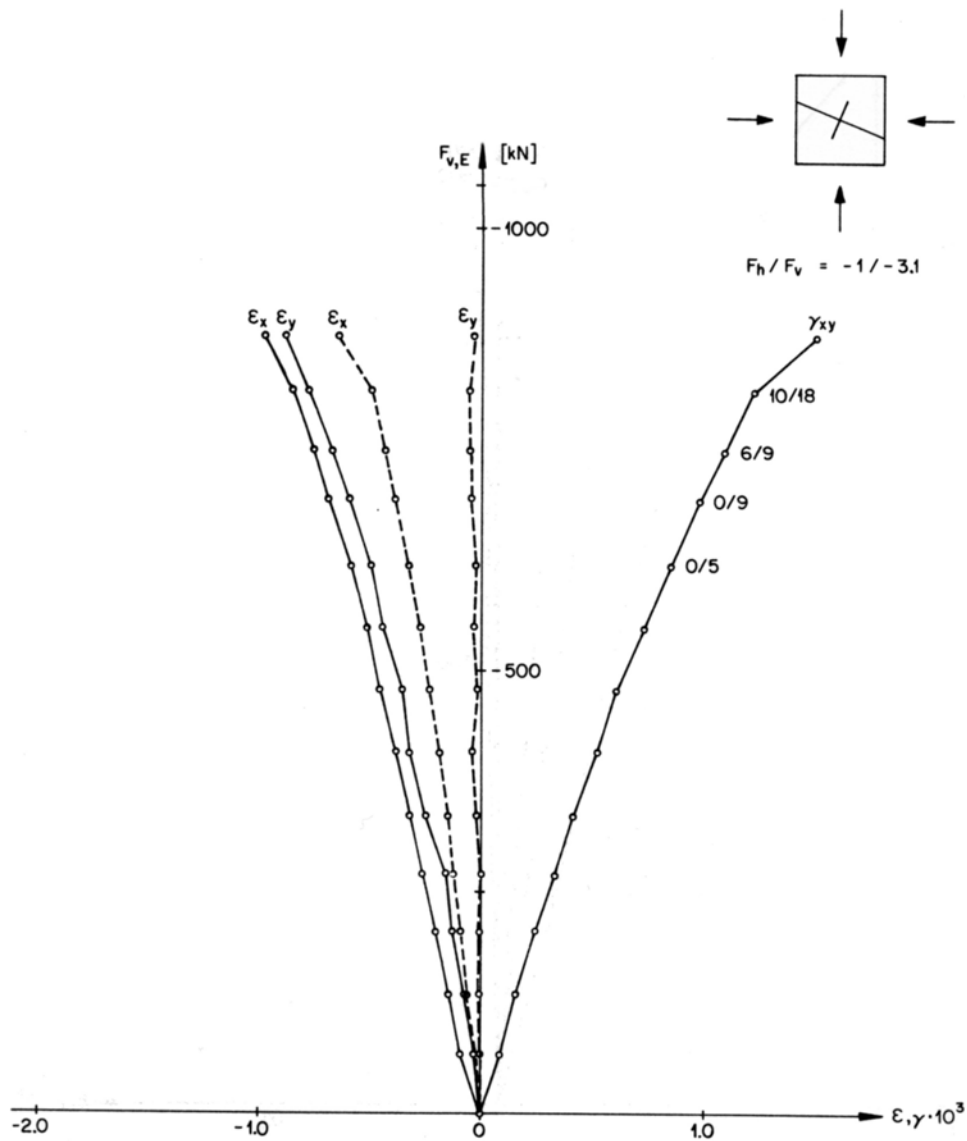


Bild 130: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

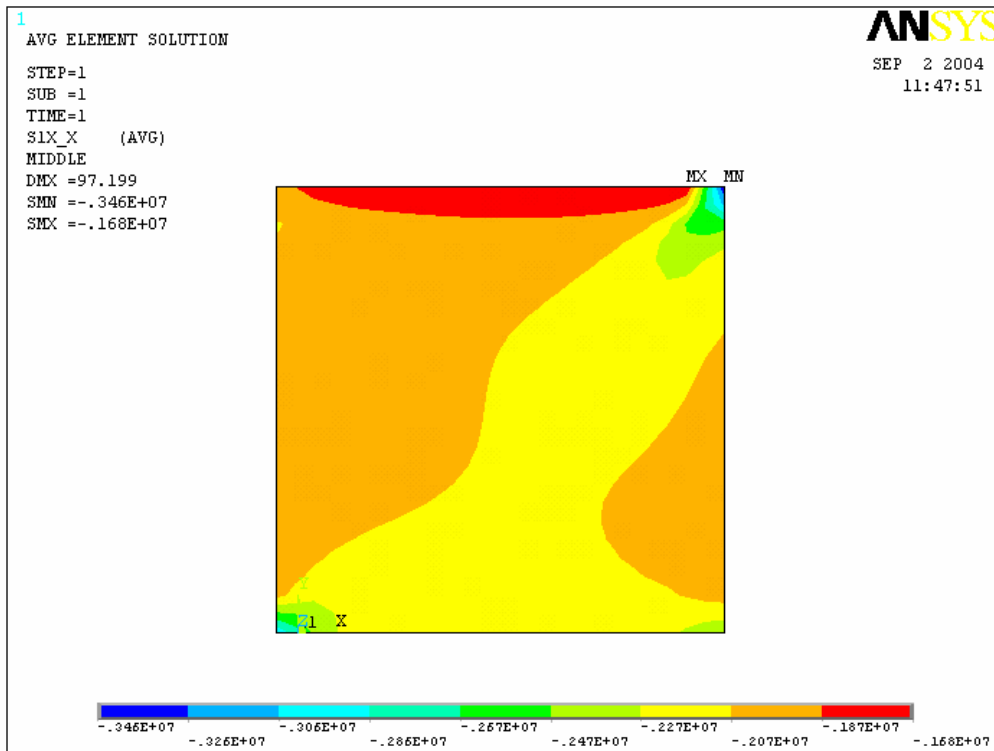


Bild 131: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

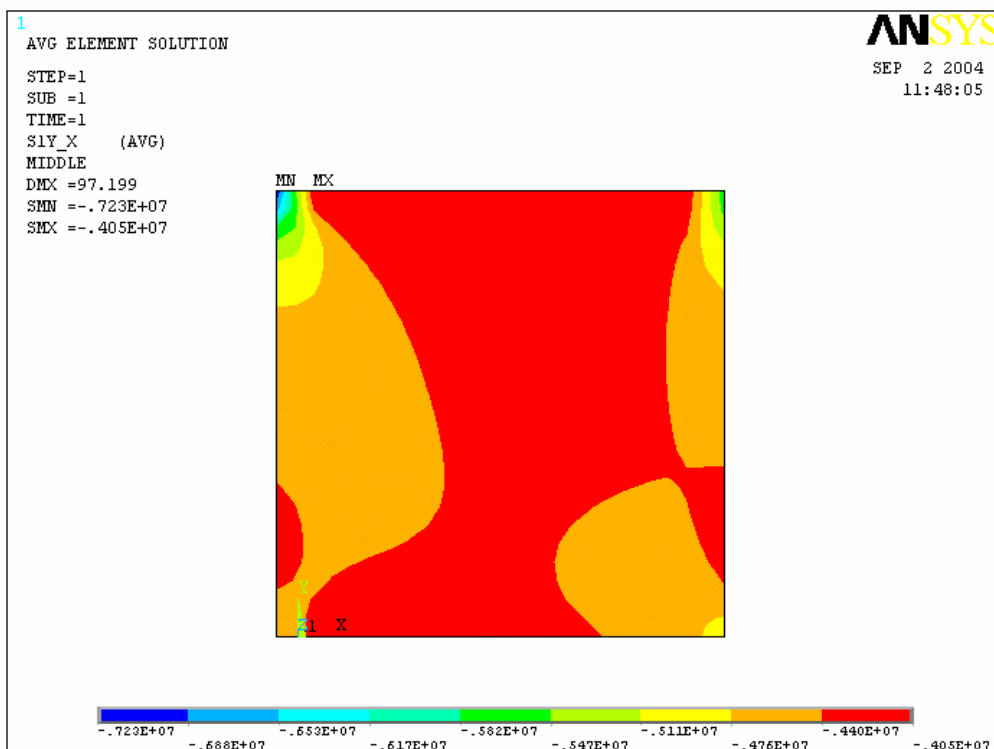


Bild 132: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

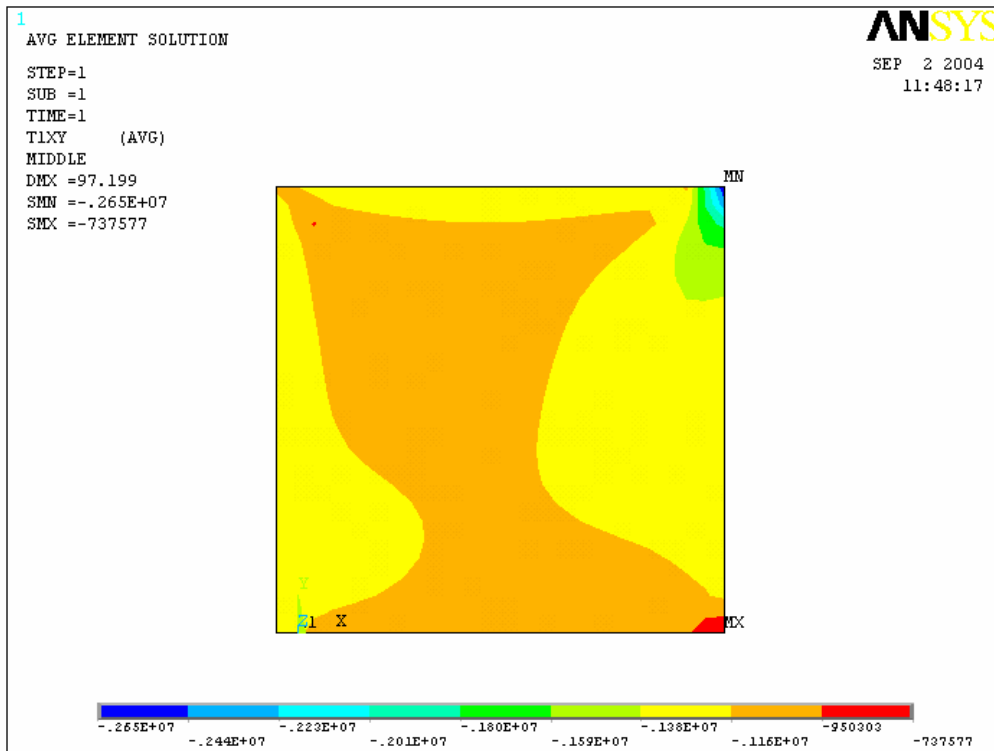


Bild 133: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

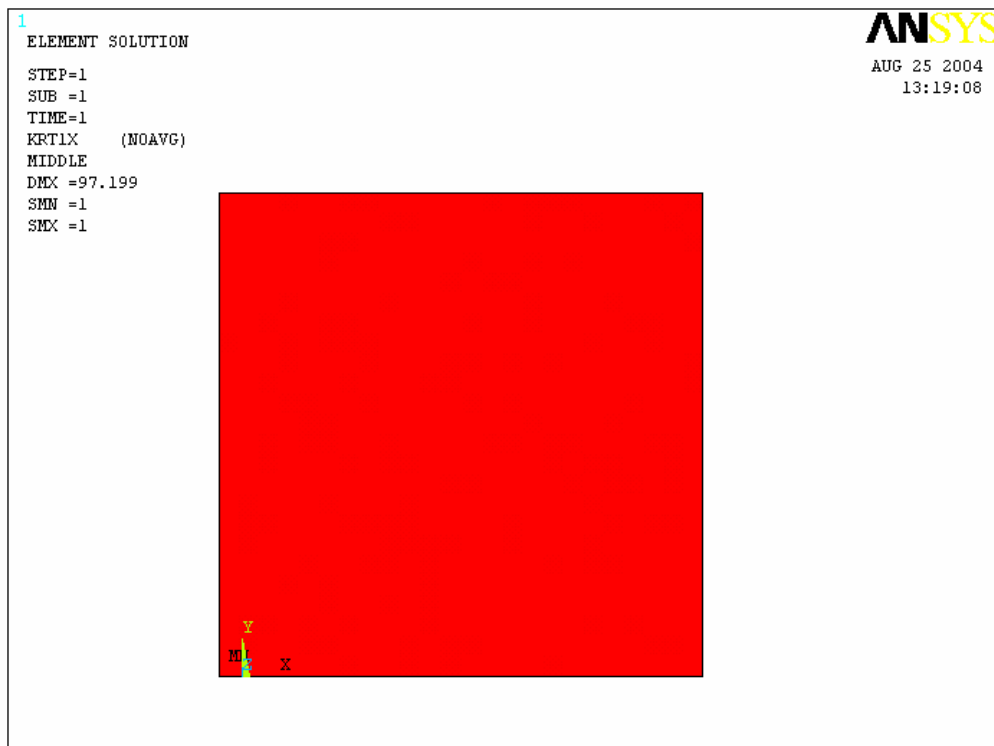


Bild 134: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein

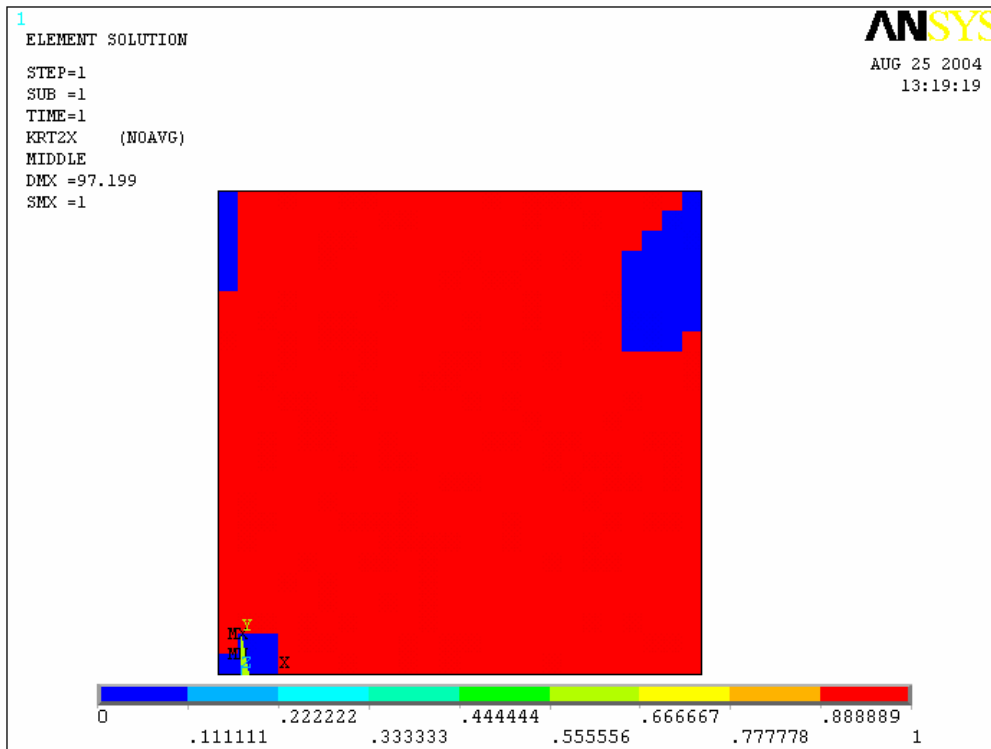


Bild 135: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

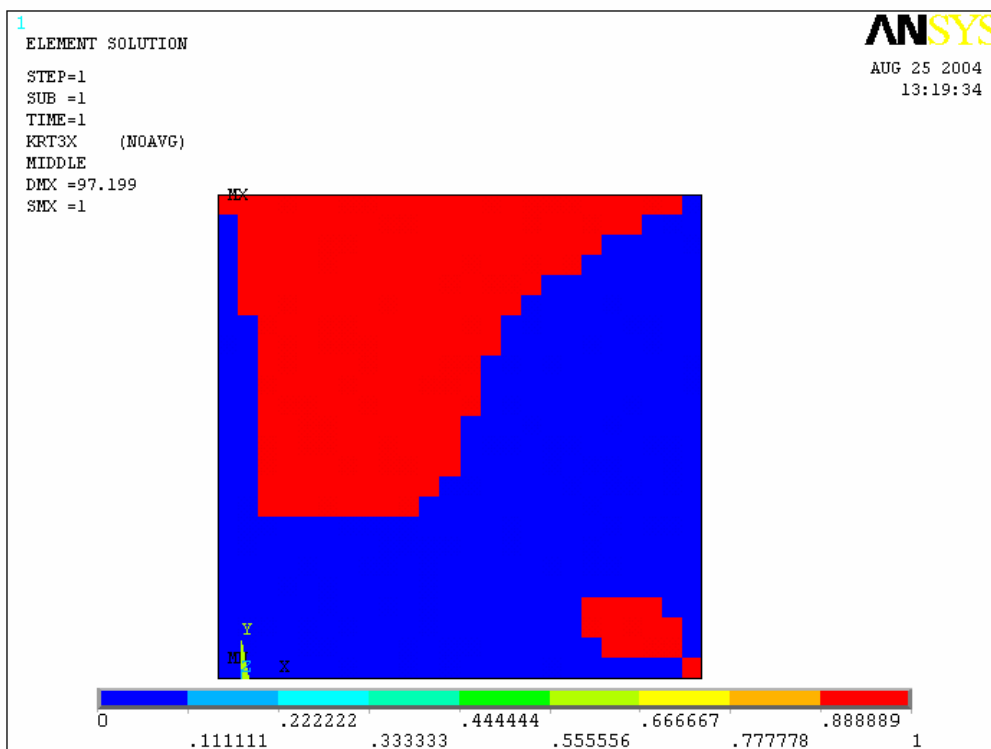


Bild 136: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein

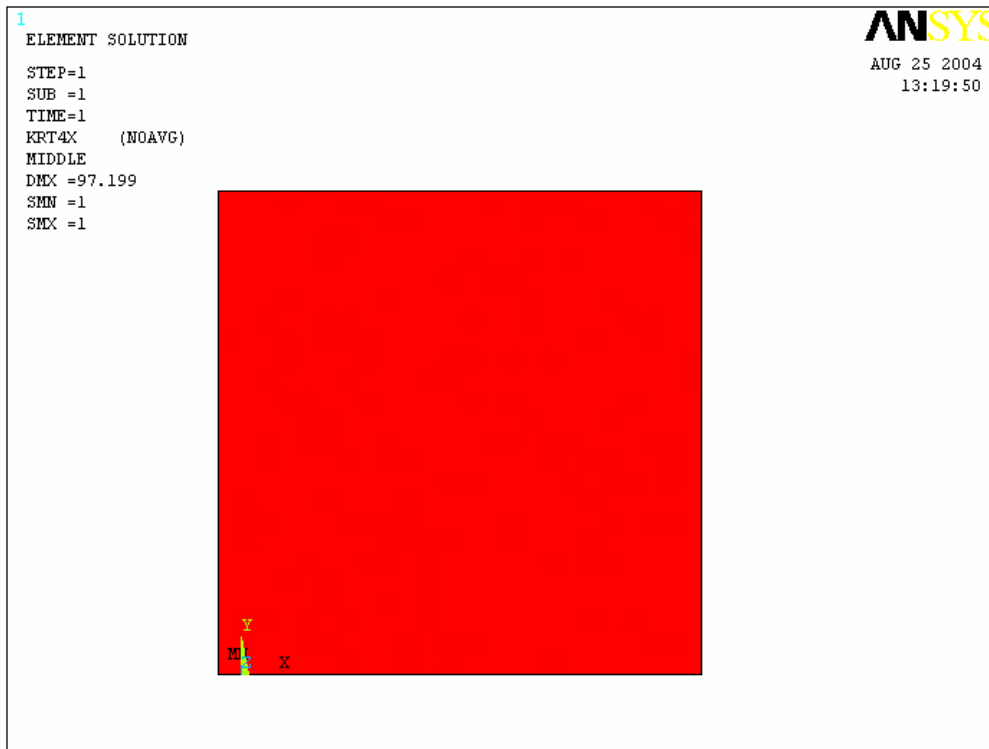


Bild 137: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

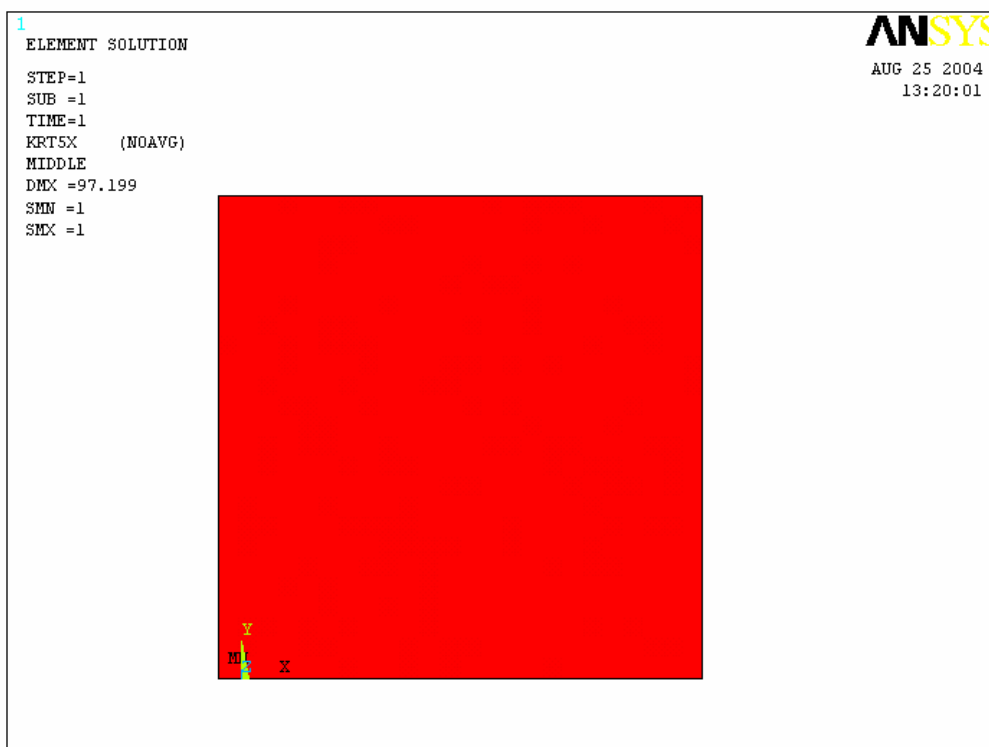


Bild 138: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge



Bild 139: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Bei diesem Test handelte es sich um einen Versuch mit biaxialer Druckbelastung, wobei die Lagerfugen um $22,5^\circ$ verdreht ausgeführt wurden. Der vertikale Kraftanteil besaß einen Faktor von 3,1 gegenüber dem Horizontalen. Als Folge von diesem Versuch wurden einige Steine zerstört (siehe Bild 139). Dies geschah hauptsächlich aufgrund des Schubversagens im Stein, wobei hier auch ein Druckversagens im Stein stattfand. Die Ergebnisse des numerischen Modells spiegeln das Verhalten mit den angegebenen Versagensursachen in Bild 135 und Bild 136 wider.

8.4.9.) Versuch am Testobjekt K12

Neigung der Lagerfuge: 45°

Vertikale Belastung: $F_v = -560$ [kN] (Druck)

Horizontale Belastung: $F_h = -175$ [kN] (Druck)

Verhältnis: $F_h/F_v = 1/3,2$

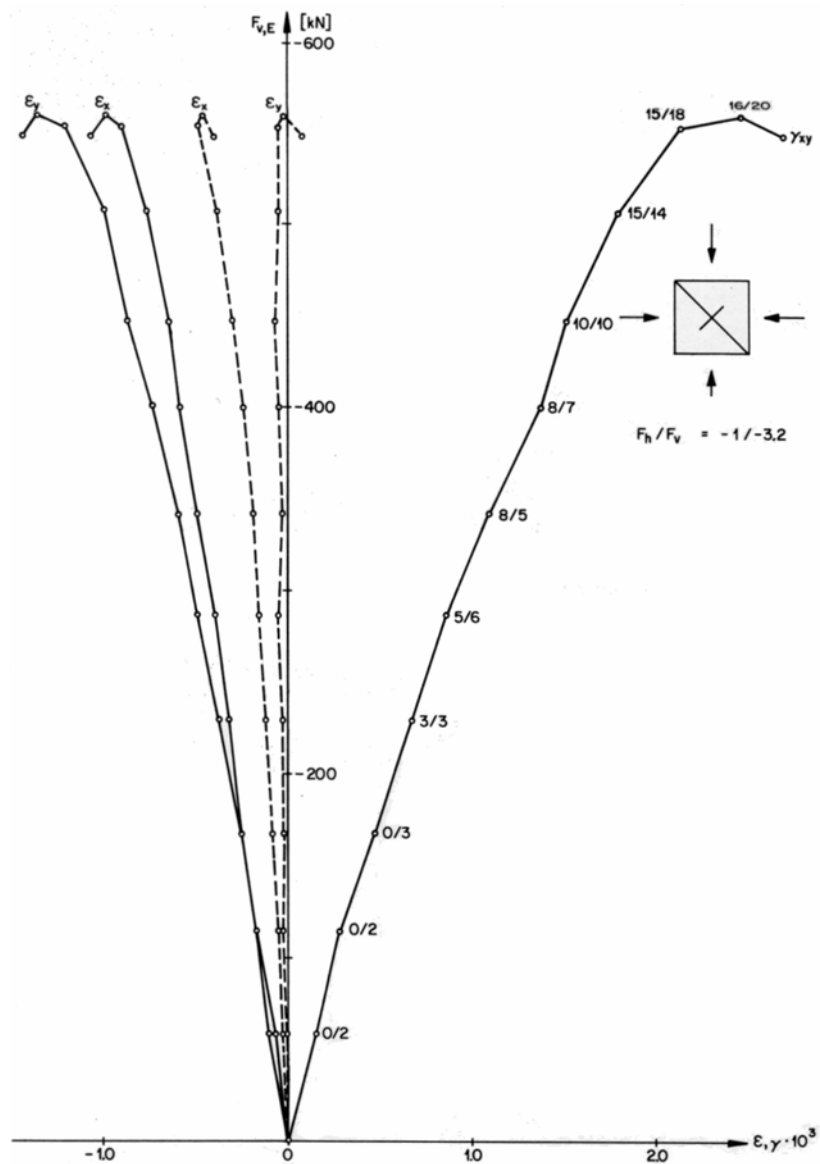


Bild 140: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]

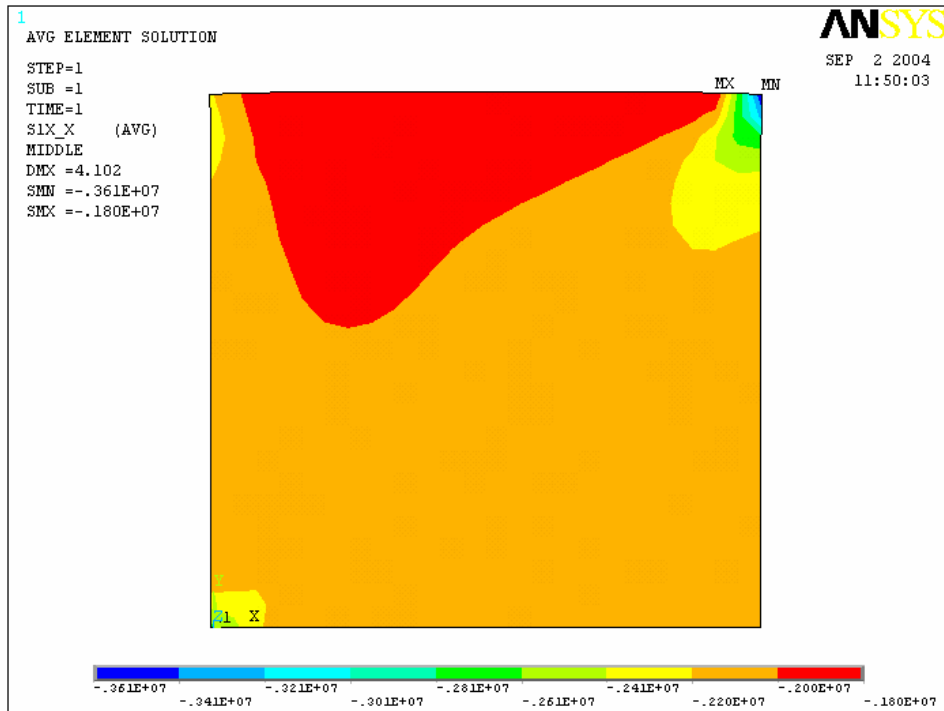


Bild 141: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge

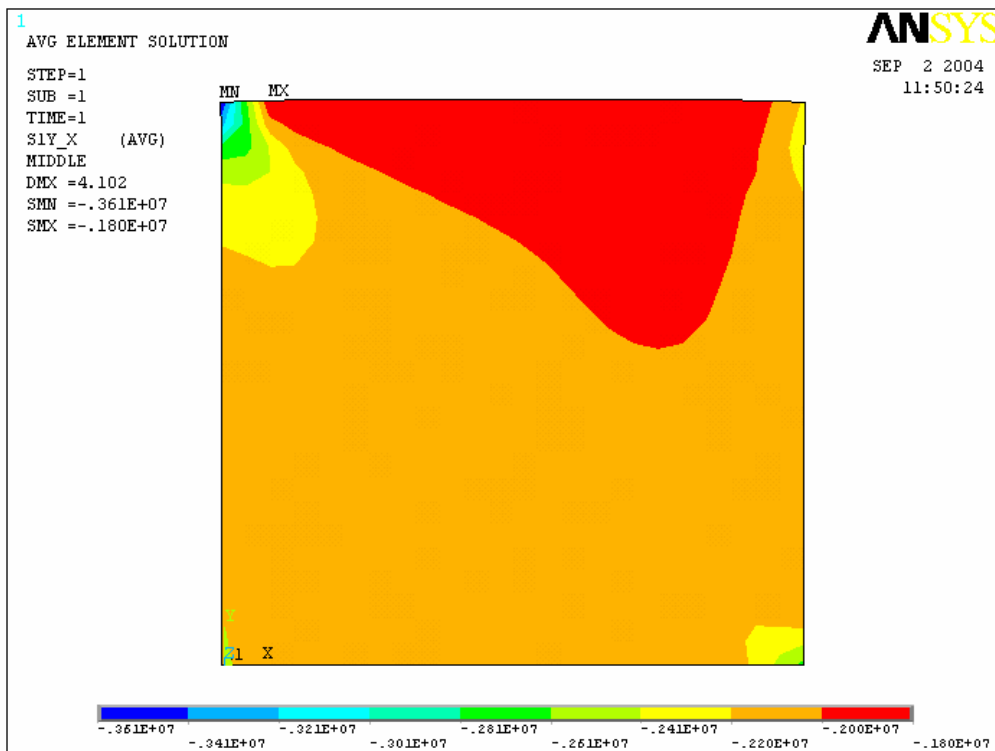


Bild 142: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge

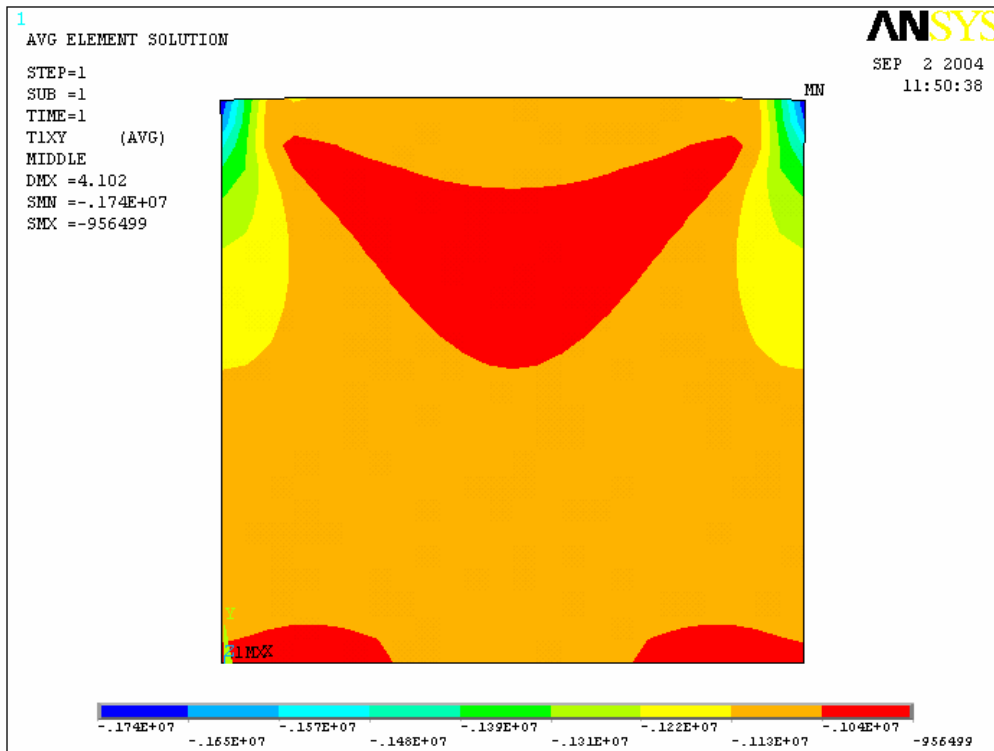


Bild 143: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen

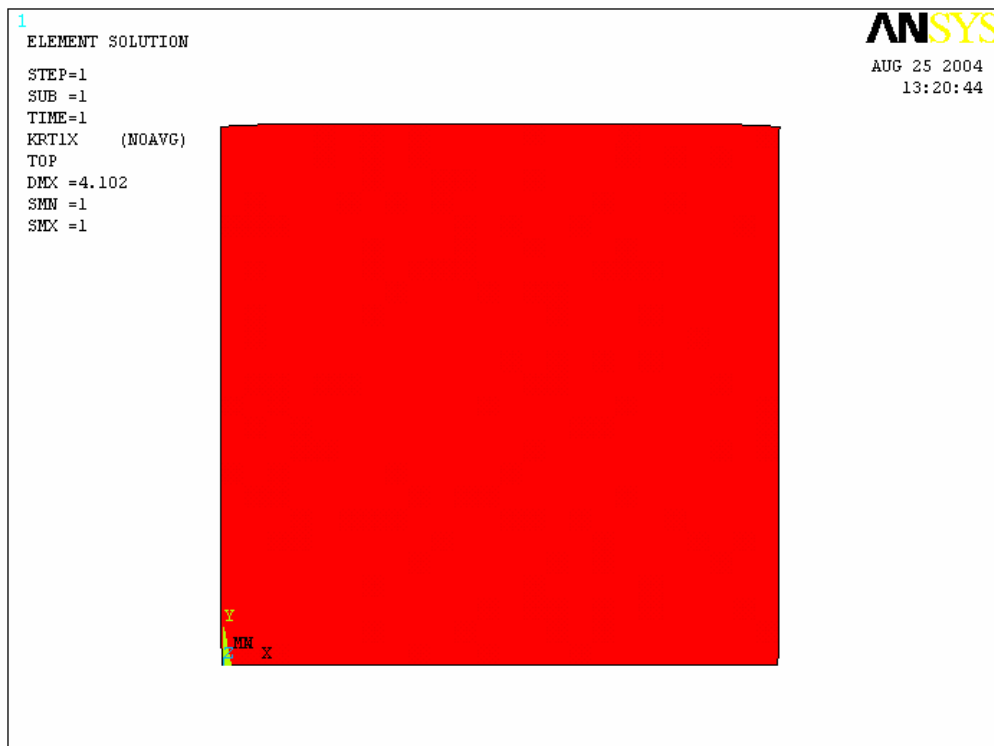


Bild 144: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein

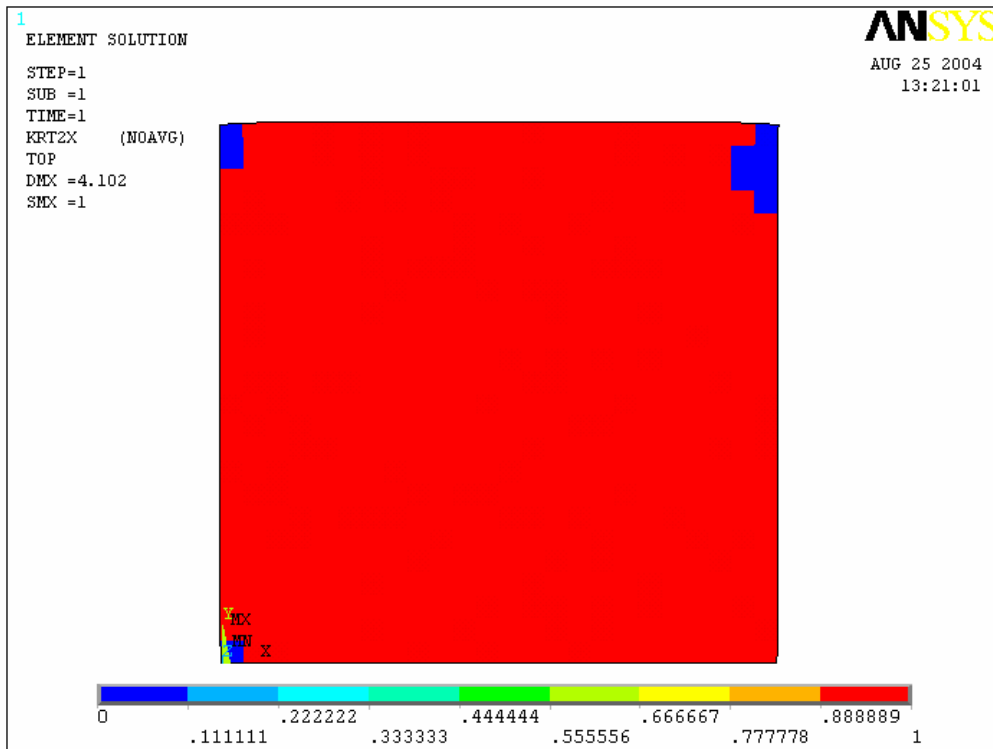


Bild 145: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein

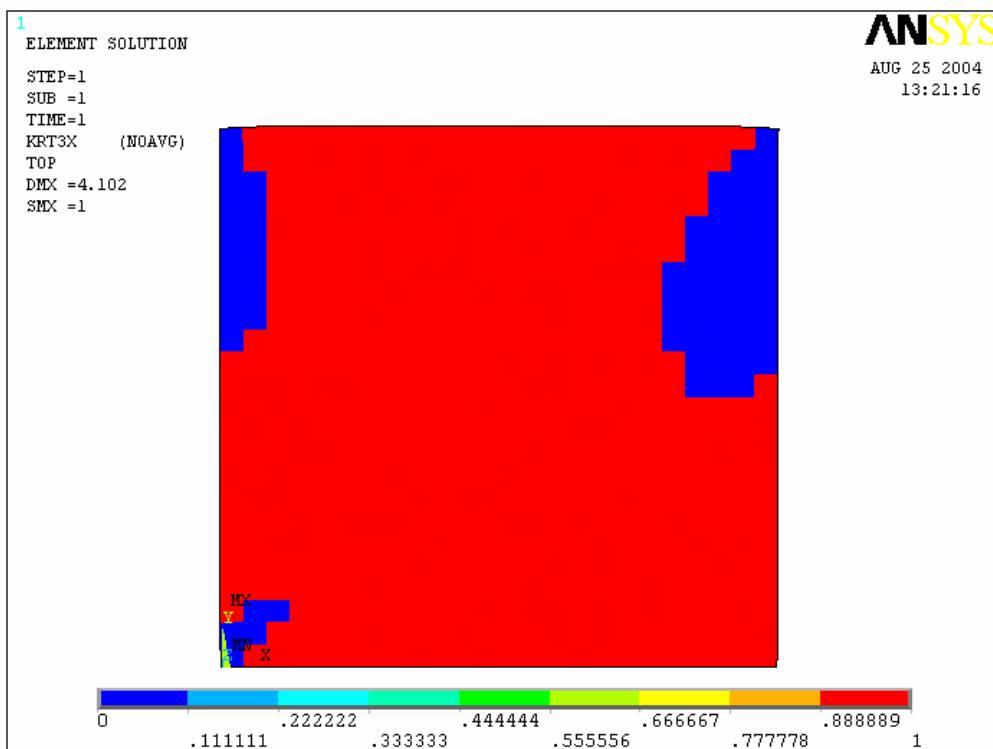


Bild 146: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein



Bild 147: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge

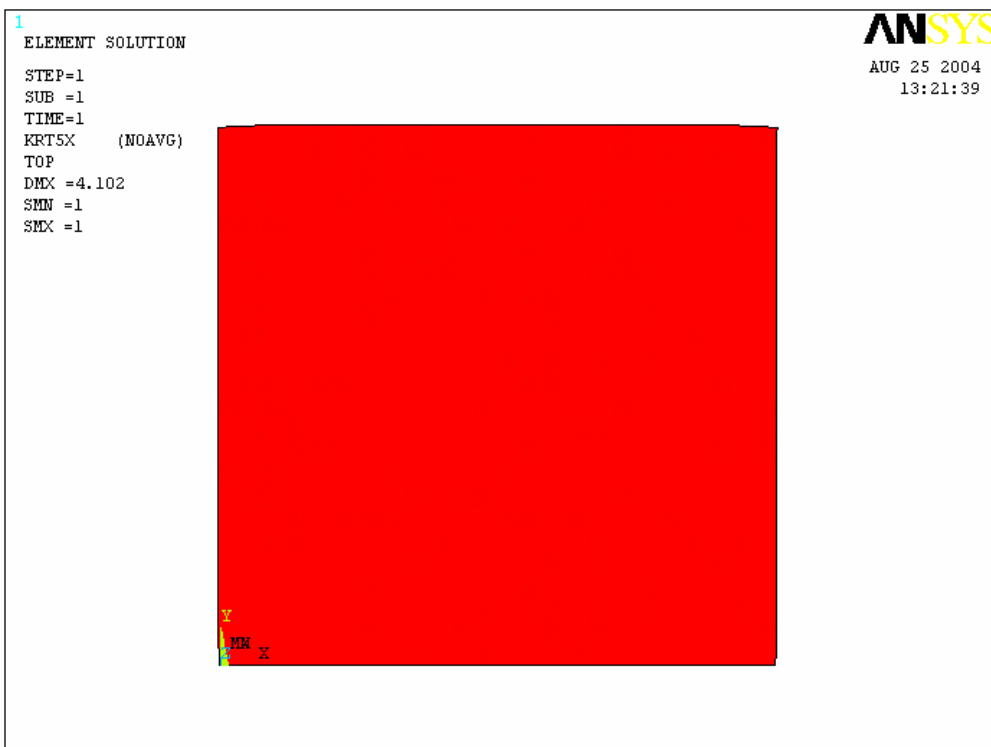


Bild 148: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge



Bild 149: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]

Der Versuch K12 wurde mit 45° geneigten Lagerfugen unter biaxialer Druckbeanspruchung ausgeführt. Die vertikale Druckkomponente entsprach 3,2mal der Horizontalen. Im Versuch stellte sich kein ausgeprägtes Bruchbild ein (siehe Bild 149), wobei sich diese Resultate auch im Finite Elemente Modell bestätigt haben. Die rechnerischen Versagensbereiche sind in Bild 145 und Bild 146 anhand von blauen Feldern präsentiert. Hierbei handelt es sich um ein kombiniertes Druck- und Schubversagen im Stein.

8.5.) Zusammenfassung der Ergebnisse

Ver- such	Lager- fugen- neig- ung	Verhält- nis F_H / F_V	Gemessene σ_{Bruch} beim Laborversuch (entnommen aus [35])			Numerisch analysierte σ_{Bruch}			Abweichung		
			σ_x [N/m ²]	σ_y [N/m ²]	τ_{xy} [N/m ²]	σ_x [N/m ²]	σ_y [N/m ²]	τ_{xy} [N/m ²]	$\frac{\Delta\sigma_x}{\sigma_x}$ [%]	$\frac{\Delta\sigma_y}{\sigma_y}$ [%]	$\frac{\Delta\tau_{xy}}{\tau_{xy}}$ [%]
	[°]	[]									
K1	22,5	1 / -10,9	$-8,00 \cdot 10^4$	$-9,20 \cdot 10^5$	$\pm 4,20 \cdot 10^5$	$-7,89 \cdot 10^4$	$-9,10 \cdot 10^5$	$\pm 4,14 \cdot 10^5$	1,4	1,1	$\pm 1,4$
K3	0,0	0 / -1	0	$-7,63 \cdot 10^6$	0	0	$-7,61 \cdot 10^6$	0	± 0	0,3	± 0
K4	90,0	0 / -1	$-1,83 \cdot 10^6$	0	0	$-2,70 \cdot 10^6$	0	0	-47,5	± 0	± 0
K6	45,0	0 / -1	$-3,20 \cdot 10^5$	$-3,20 \cdot 10^5$	$\pm 3,20 \cdot 10^5$	$-3,19 \cdot 10^5$	$-3,19 \cdot 10^5$	$\pm 3,19 \cdot 10^5$	0,3	0,3	$\pm 0,3$
K7	22,5	0 / -1	$-3,90 \cdot 10^5$	$-2,25 \cdot 10^6$	$\pm 9,30 \cdot 10^5$	$-3,99 \cdot 10^5$	$-2,33 \cdot 10^6$	$\pm 9,64 \cdot 10^5$	-2,3	-3,6	$\pm 3,7$
K8	67,5	0 / -1	$-2,20 \cdot 10^5$	$-4,00 \cdot 10^4$	$\pm 9,00 \cdot 10^4$	$-2,28 \cdot 10^5$	$-3,91 \cdot 10^4$	$\pm 9,43 \cdot 10^4$	-3,6	2,3	$\pm 4,8$
K10	0,0	-1 / -3,2	$-2,11 \cdot 10^6$	$-6,44 \cdot 10^6$	0	$-2,40 \cdot 10^6$	$-7,30 \cdot 10^6$	0	-13,7	-13,4	± 0
K11	22,5	-1 / -3,1	$-2,04 \cdot 10^6$	$-4,49 \cdot 10^6$	$\pm 1,23 \cdot 10^6$	$-2,07 \cdot 10^6$	$-4,36 \cdot 10^6$	$\pm 1,13 \cdot 10^6$	-1,5	2,9	$\pm 8,1$
K12	45,0	-1 / -3,2	$-2,03 \cdot 10^6$	$-2,03 \cdot 10^6$	$\pm 1,08 \cdot 10^6$	$-2,05 \cdot 10^6$	$-2,05 \cdot 10^6$	$\pm 1,05 \cdot 10^6$	-1,0	-1,0	$\pm 2,8$

Tabelle 8: Vergleich der im Labor gemessenen und analytisch evaluierten Werte

9.) Seismisches Assessment von Mauerwerkshochbauten

9.1.) Diskussion zu Sicherheitsniveaus, Duktilität, plastische Verformbarkeit und Nichtlinearität

Im Rahmen des seismischen Assessments von Bauwerken ist es besonders wichtig, bereits existierende Gebäude so realitätsnah wie möglich zu modellieren. Deshalb ist es notwendig, Bauwerksdetails wie Materialeigenschaften, Duktilität, Überfestigkeiten, etc. wirklichkeitsgetreu nachzubilden.

Neubauten können bereits sehr erdbebensicher konstruiert werden, falls der Lastfall Erdbeben mit modernen Berechnungsverfahren berücksichtigt wird. Die Ausgabe 2002-06-01 der ÖNORM B 4015 [90] ist bereits weitestgehend mit dem Eurocode 8-1 (EN 1998-1) [87] – der künftigen Europäischen Erdbebennorm - kompatibel und schreibt als moderne Erdbebennorm eine entsprechende Vorgangsweise vor.

Das große Problem bei einem Erdbeben stellt der Baubestand dar. Nach jedem Starkbeben wird deutlicher, dass bei jenen Bauwerken, die entsprechend alter Normengenerationen geplant wurden, die meisten Verletzten und Toten zu beklagen sind und ferner die größten Bauwerksschäden auftreten. Es ist natürlich weder wirtschaftlich noch technisch machbar, die Erdbebensicherheit jedes bestehenden Bauwerks gemäß der neuen Normengeneration zu erhöhen. Der klare Ansatzpunkt zur Linderung der Erdbebenfolgen ist jedoch die Überprüfung und Ertüchtigung von wichtigen Bauwerken, die auch während und nach einem Erdbeben funktionstüchtig bleiben müssen [33]. Maßgebliche Bauten des Katastrophenmanagements oder Lifeline Structures sind beispielsweise Krankenhäuser, Feuerwehr-, Polizei-, Rettungsgebäude, Stromversorgungsanlagen etc.

Das wichtigste Ziel der Erdbebenanalyse eines Bauwerks ist die Vermeidung des Einsturzes bzw. auch Teileinsturzes und somit die Rettung von Menschenleben. Hierzu verwendet man das Bemessungserdbeben, das auch als Sicherheitsbeben bezeichnet werden kann [2]. Bereits seit einiger Zeit ist man sich jedoch auch bewusst, dass die ökonomischen Folgen von Erdbebenschäden enorm sein können. Im Falle von erheblichen Schäden an nicht tragenden Bauteilen kann ein Abbruch eines Bauwerks auch dann kostengünstiger sein, wenn das Tragwerk noch große Reserven gegen Einsturz aufweist. Deshalb besteht ein zunehmendes Interesse, die

Erdbebenbemessung auch auf akzeptierbare Schäden auszurichten. Beispielsweise definieren die Erdbebenbestimmungen der Schweizer Normen aus dem Jahre 1989 [91] pro Bauwerksklasse (Bedeutungsklasse) so genannte Normenschadenbilder. Für Bauwerke der höchsten Bedeutungsklasse, Lifeline Structures – maßgebliche Bauten des Katastrophenmanagements, werden keine oder lediglich geringfügige Schäden und keine Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit akzeptiert. Dieses Ziel wird durch eine Reduktion des Verformungs- oder Duktilitätsfaktors angestrebt. Dadurch wird eine höhere Festigkeit (Tragwiderstand) gefordert und somit geringere bis keine Verformung zugelassen, d.h. auch geringere Schäden unter Erdbeben. Das hierbei berücksichtigte Erdbeben ist schwächer, jedoch häufiger als das Sicherheitsbeben. Es ist sinnvoll, Bauten die maßgebend für das Katastrophenmanagement sind, welche auch während und nach einem Erdbeben funktionstüchtig bleiben müssen, auf linear elastisches Verhalten und somit ohne Zulassen von großen Verformungen bzw. markanten Rissen bei einem Bebenszenario, auszulegen.

Diese Vorgehensweise wird als „Verhaltensbasierte Bemessung“ (Performance Based Design) bezeichnet. Im Folgenden wird ein Konzept von Verhaltenszuständen und deren Verknüpfung mit Gefährdungsniveaus sowie dessen praktische Umsetzung mit Hilfe von Grenzzuständen gemäß fib Bulletin 25 [30] und Vision [136] beschrieben.

Das Verhalten von Bauwerken und insbesondere von Gebäuden umfasst das Verhalten des Tragwerks, der nichttragenden Bauteile (vor allem Zwischenwände und Fassadenelemente) und des Inhalts des Gebäudes.

Mehrere definierte Schadensbereiche sind in die Festigkeits- vs. Verschiebungsbeziehung in Bild 150 eingetragen.

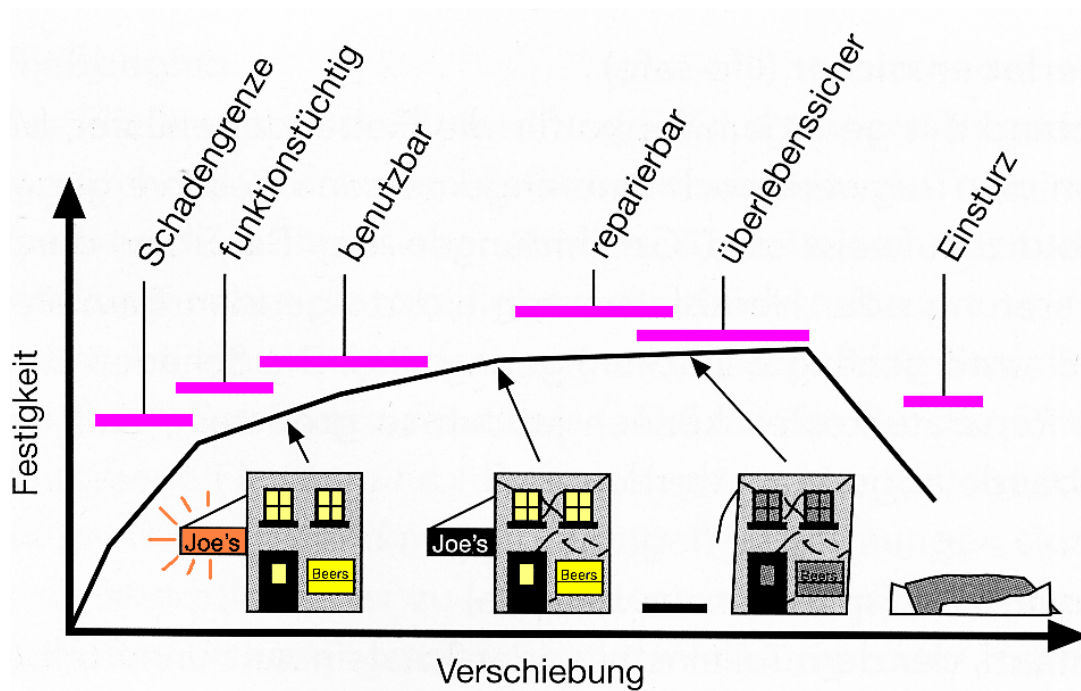


Bild 150: Verhaltenszustände, entnommen aus [30]

Schadensgrenze (damage offset)

Zustand mit geringen Schäden am Tragwerk oder nichttragenden Bauteilen, die aus Gründen der Ästhetik, der Funktion oder der Sicherheit keine oder nur kleine Reparaturen erforderlich machen.

Funktionstüchtig (operational)

Zustand mit keinen oder geringen Schäden am Tragwerk oder nichttragenden Bauteilen, bei dem das Gebäude ohne Unterbrechung mit geringfügigen Störungen für Instandsetzungsarbeiten (Reinigung oder/und kleine Reparaturen) bis dahin genutzt werden kann.

Benutzbar (continued occupancy)

Zustand mit kleineren Schäden am Tragwerk oder/und nichttragenden Bauteilen, bei dem das Gebäude nach kurzer Unterbrechung (z.B. Reinigung, Wiederinbetriebsetzung der Strom- und Wasserversorgung, behelfsmäßiger Ersatz zerbrochener Glasscheiben etc) wieder benützt werden kann. Die Schäden müssen voll reparierbar sein um eine Sicherheit bei Nachbeben oder zukünftigen Erdbeben gewährleisten zu können.

Reparierbar (repairable)

Zustand mit Schäden, die repariert werden müssen, um das Gebäude wieder sicher, benutzbar und funktionstüchtig zu machen. Die Reparaturen müssen physikalisch und ökonomisch sinnvoll sein und die Sicherheit darf nicht wesentlich beeinträchtigt werden.

Überlebenssicher (life-safe)

Zustand mit geringem Risiko für Gebäudebenutzer, bei dem das Tragwerk noch eine angemessene Reserve gegen Einsturz aufweist und Gefährdungen der Benutzer durch Zerstörung oder Herabfallen von nichttragenden Bauteilen (z.B. abgehängte Deckenkonstruktionen) gering sind. Die Schäden bzw. die Reparaturkosten können jedoch so groß sein, dass es sich ökonomischer erweist, das Gebäude abzureißen.

Einsturz (collapse or near collapse)

Zustand, der dem Teileinsturz oder Totaleinsturz unmittelbar vorangeht, bei dem jedoch noch eine substantielle Überlebenschance für die Benutzer besteht. Eine Reparatur wird nicht

Bauten die maßgeblich für das Katastrophenmanagement sind, Lifeline Structures müssen während und nach einem Bebenszenario voll funktionstüchtig bleiben. Es dürfen maximal die Zustände „Schadensgrenze“ bis evtl. „Funktionstüchtig“ erreicht werden. Es ist deswegen erforderlich, dass diese Gebäude ein Erdbeben beinahe ohne jegliche Schäden überstehen. Deshalb sollen Nachweise im Zuge der Beurteilung der Standfestigkeit von wichtigen bestehenden Bauten nur bis zu jener Grenze gehen, bei dem es zum ersten Erdbebenschaden kommt. Die für die Berechnung einzusetzenden Parameter (Elastizitätsmodul, Festigkeitswerte) müssen für solche Nachweise immer konservativ gewählt werden. Hierdurch ergibt sich die generelle Erdbebenstärke, die das Gebäude ohne weitere Schäden überstehen und somit seine Funktion weiterhin voll ausüben kann.

Bedenkt man das Auftreten von mitunter nicht zu unterschätzenden Nachbeben, ist eine Bemessung auf Basis einer nichtlinearen Berechnung für bestehende Gebäude unter Umständen gefährlich. Verwendet man für zyklische Beanspruchungsmechanismen ein nichtlineares Materialverhalten, könnte das Gebäude das Hauptbeben eventuell ohne

Kollaps überstehen, jedoch besteht die Gefahr eines kompletten Einsturzes beim Auftreten eines Nachbebens.

Für eine nichtlineare Berechnung mit dem Materialmodell nach *Ganz* ist es dem Forscherteam von *R. Schlegel* [115], [116], [117], [118], [119], [120], [121] und [122] bereits gelungen, dieses komplett nichtlinear in das Finite Elemente Programm, ANSYS, zu implementieren. Jedoch beschränken sich die Anwendungen sinnvollerweise nur auf statische, nicht zyklische Beanspruchungen.

Für die Nachrechnung der Erdbebensicherheit von Bauten des Katastrophenmanagements, sollen jedenfalls nur lineare Verfahren und eine Überprüfung der Überschreitung der Bruchkriterien in Mauerwerkswänden, wie sie in dieser Arbeit beschrieben sind, angewendet werden.

Bei dem Entwurf eines Neubaus muss sehr viel Sorgfalt auf die Wahl des Parameters der Duktilität gelegt werden. Bei einem Neubau kann der Tragwerksplaner individuell die plastifizierenden Zonen im Vorhinein definieren. Der Tragwerksplaner kann hier bereits im Vorfeld steuern, welche plastische Verformbarkeit er, bei einzelnen Bauteilen durch gezielte Abstimmung von Konstruktionsdetails, zulässt. Hierbei kann man durch den Zusatz eines laut verschiedenen Normenwerken vorgeschlagenen globalen Duktilitätsfaktors oder auch Verhaltensfaktor, eine lineare Antwortspektrumberechnung durchführen. Das Thema Duktilitäts- bzw. Verhaltensfaktoren von Mauerwerk wird in [4], [65] und [139] diskutiert. Dabei wählt man nur den schon vorher erwähnten Duktilitätsfaktor und vermindert das gesamte Antwortspektrum um diesen konstanten Faktor. Bei der Nachrechnung von bestehenden Gebäuden aus Mauerwerk, ist es jedoch nur beschränkt möglich, nachträglich plastische Gelenke in Form von plastifizierenden Zonen, einzuführen.

In der Folge wird das im Zuge dieser Arbeit entwickelte „quasi-nichtlineare“ Verfahren vorgestellt. Es eignet sich in erster Linie zur Nachrechnung von Laborversuchen. Auch für die nachträgliche Beurteilung der Erdbebensicherheit von maßgeblichen Bauten für das Katastrophenmanagement ist diese Methode anwendbar, jedoch sollte sie sich nur auf weniger wichtige Gebäudeabschnitte beschränken. In Krankenhäusern sollten beispielsweise Notfallstrakte, Operationstrakte, Intensivstationen und dergleichen von diesem Verfahren ausgeschlossen werden.

Das hier vorgeschlagene Verfahren wird im Zuge dieser Arbeit als „quasi-nichtlineares“ Verfahren bezeichnet und beginnt anfangs mit einer linearen Berechnung der Struktur mit $q=1$ und ungerissenen Materialkennwerten bzw. Steifigkeiten.

Man modelliert die Struktur und verwendet als Anfangssteifigkeit die ermittelten Steifigkeiten im elastischen Bereich und ein Antwortspektrum mit dem Duktilitätsfaktor 1, also ohne Zulassung von plastischen Verformungen.

Danach wird, das im Abschnitt 5 vorgestellte Materialmodell verwendet und hierdurch ermittelt in welchen Bauteilen Risse auftreten. Weiters kann man abschätzen, wie viel Prozent der Wand sich im gerissenen Zustand befindet und derart den Schädigungsprozentsatz berechnen.

Nachdem die gerissenen Wände lokalisiert werden, kann man gezielt ihre Steifigkeiten in Proportion zum ermittelten Schädigungsprozentsatz reduzieren. Nach der individuellen Reduzierung der Steifigkeit rechnet man erneut und erkennt nun, wie das gesamte Tragwerk auf diese Änderung reagiert.

Die Reduktion der Steifigkeit bewirkt ein Absinken der Eigenfrequenzen. Dies hat dann wiederum zur Folge, dass möglicherweise andere Spektralwerte des Antwortspektrums maßgebend werden. Nun kann man erneut das Bruchmodell anwenden und erkennen, ob mit den vorher erwähnten Modifikationen neue Risse auftreten. Sollte dies der Fall sein, müssen die Steifigkeiten erneut reduziert werden. Dieser Vorgang wird so oft durchgeführt, bis entweder alle Wände reduziert sind, oder bis keine Risse mehr auftreten. Sollten alle Wände bereits hinsichtlich deren Steifigkeit reduziert sein und noch immer Risse auftreten, ist dies ein Indiz dafür, dass das Gebäude das berücksichtigte Entwurfsbeben nicht überstehen kann.

Diese Vorgehensweise wird deswegen „quasi-nichtlinear“ genannt, da man Schritt für Schritt die Steifigkeiten reduziert, ohne dabei eine Zeitverlaufsanalyse durchführen zu müssen. Dies stellt auch die in der Realität bei einem Erdbeben auftretenden Phänomene, sehr gut dar. Die Wände werden bei einem Erdbeben Schritt für Schritt, sprich bei jedem Zyklus oder jedem Erdstoß, nacheinander zu reißen beginnen.

9.2.) Konstruktionsregeln und Schwachstellen von Mauerwerks- hochbauten unter Erdbebenbelastungen

Dieses Kapitel beschreibt potentielle Schwachstellen die bei Erdbeben in Ziegelmauerwerksgebäuden auftreten können. Durch einen entsprechenden Entwurf, lassen sich jedoch Problemzonen meist vermeiden. Auf sonstige allgemeine Grundregeln für erdbebensicheres Bauen (Geometrieordnung, Steifigkeitsverteilung, Baugrund etc.) wird hier nicht eingegangen sondern auf [24], [31], [32], [46], [52], [53], [55], [57], [58], [59], [60], [61], [62], [63], [83], [103], [131] und [138], verwiesen.

Zusätzlich werden hier nachträgliche Verstärkungsmaßnahmen, die während eines Zu- oder Umbaus eines bestehenden Gebäudes möglich sind, präsentiert.

9.2.1.) Unbewehrtes Mauerwerk

Unbewehrtes Mauerwerk ist wie bereits erwähnt ein sehr häufiger Baustoff für Hochbauten [3]. Es bietet jedoch einer Erdbebenbeanspruchung nicht sonderlich großen Widerstand. Da Mauerwerkswände relativ steif sind, besitzen diese meist hohe Eigenfrequenzen und fallen somit häufig in das Plateau eines Antwortspektrums. Dies führt wiederum zu einer sehr hohen Belastung im Falle eines Erdbebens. Hinzu kommt, dass Mauerwerkswände generell sehr spröde und daher nicht imstande sind, sehr viel Energie zu dissipieren [57].

Bei einem Gebäude, welches im Wesentlichen aus den drei Bauteilen Dach, Wände und Fundierung besteht, stellen die Wände den verletzlichsten Bauteil gegenüber einer Erdbebenbeanspruchung dar.

Eine Wand kann durch eine horizontale Last normal auf ihrer Längsseite sehr leicht zum Kippen gebracht werden, jedoch bieten Wände im Falle einer horizontalen Belastung in ihrer Ebene einen gewissen Widerstand (Bild 151).

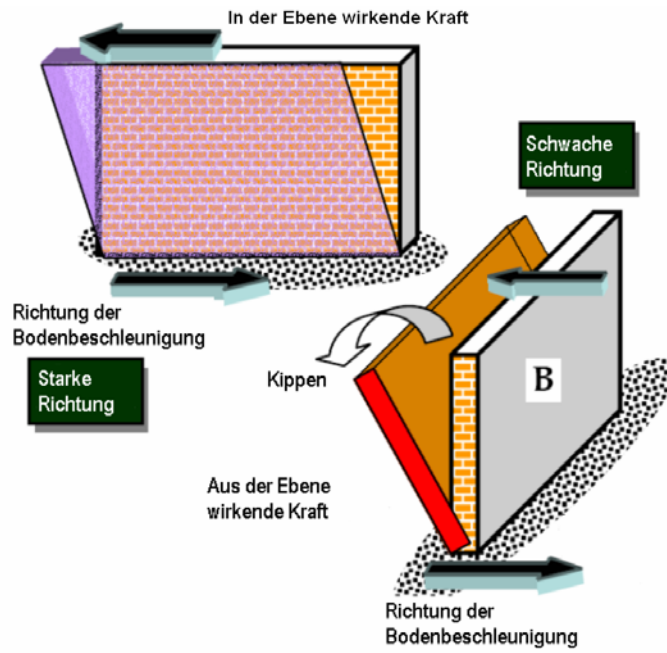


Bild 151: Richtung der Belastung, entnommen aus [57]

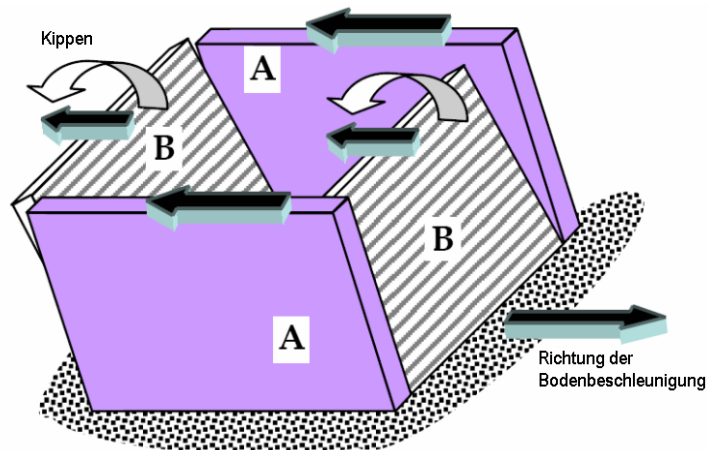


Bild 152: Kippen der Wand, entnommen aus [57]

Wenn die Wände an Ihren Stirnseiten nicht genügend mit anderen Bauteilen verbunden sind, droht die Gefahr des Kippens der Wände (Bild 152).

Um eine ausreichende Sicherheit für Bauten aus unbewehrtem Mauerwerk zu gewährleisten, ist es notwendig die Stirnseiten der Wände mit anderen Bauteilen kraftschlüssig zu verbinden. So können die auftretenden Kräfte an andere Bauteile weitergeleitet werden (Bild 153). In Regionen mittlerer Seismizität genügt eine fachgerechte im Verband geführte Ausmauerung an den Verbindungsstellen. In Regionen höherer Seismizität wird es notwendig sein, diese Verbindungen mit Stahlklammern auszuführen. Außerdem ist eine Verankerung in das Fundament notwendig, um eine geschlossene Einheit zu erzeugen und die Lasten in den Baugrund abzuleiten.

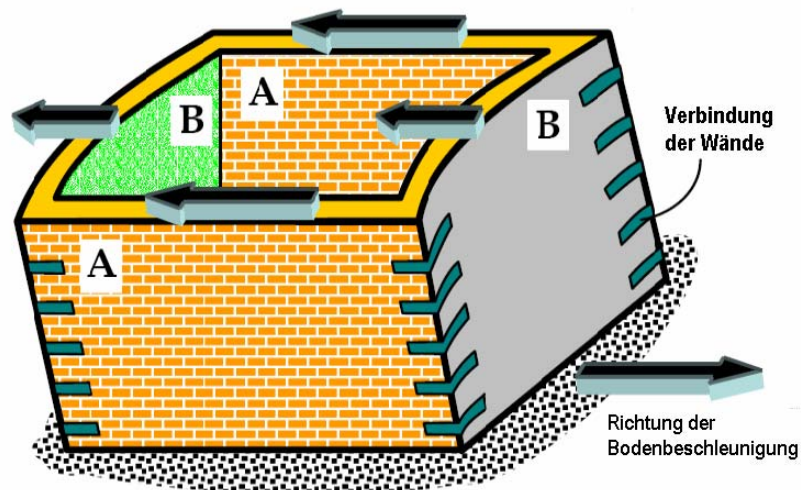


Bild 153: Verbindung der Wände, entnommen aus [57]

Schlank ausgeführte Mauerwerkswände stellen eine zusätzliche Gefahr bei einem Erdbeben dar. Es ist somit wichtig, sehr lange oder auch sehr hohe Wände zu vermeiden. Selbstverständlich ist wiederum auf eine feste Verbindung zu anderen Bauteilen zu achten (Bild 154) und (Bild 155). Eine genaue Betrachtung dieses Problems, wird in Anhang C beschrieben.

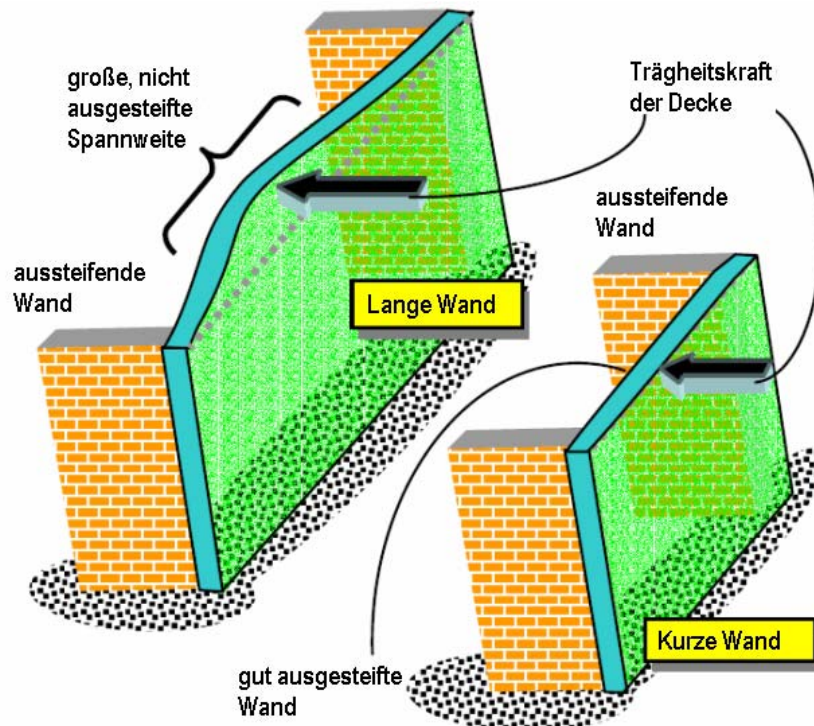


Bild 154: Weit gespannte Wände, entnommen aus [57]

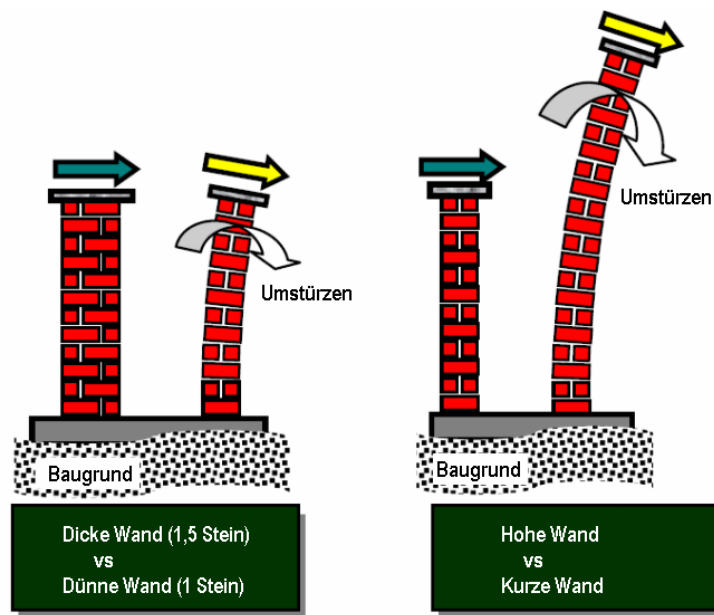


Bild 155: Schlankheit entlang der Höhe, entnommen aus [57]

Um eine ausreichende Schubtragfähigkeit zu gewährleisten, ist es notwendig, dass eine entsprechende vertikale Druckbelastung vorhanden ist. Dies entsteht hauptsächlich durch die ständigen Lasten des Eigengewichts der Wände und anteilmäßig aus dem Gewicht der Decke samt Aufbau, wobei ein Teil der Nutzlasten zufolge der verschiedenen Normenwerke eingerechnet werden darf. Eine höhere Auflast erzeugt einen höheren Schubwiderstand, da somit die Reibung erhöht wird, wobei darauf zu

achten ist, dass die Druckfestigkeit nicht überschritten wird. Ist die vertikale Druckkraft nicht ausreichend vorhanden, so besteht die Möglichkeit des vertikalen Vorspannens der Wände (Bild 156), welches auch nachträglich ausgeführt werden kann [34].



Bild 156: Links, bewehrtes Mauerwerk, Rechts, Vorspannen von Mauerwerk [3]

Sowohl die Festigkeit als auch die Duktilität kann aber auch dadurch erhöht werden, dass die Mauerwerkswände durch äußerlich vollflächig oder kreuzweise angebrachte Kohle-, Glasfaser, oder Stahlplatten verstärkt werden.



Bild 157: Verstärkung mittels Kohlefaserplatten, entnommen aus [3]

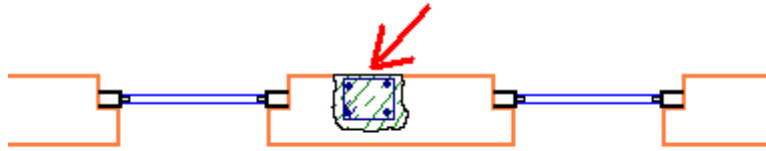


Bild 158: Verstärkung mittels eingeschlitzter Stahlbetonstütze

Für bestehende Mauerwerksbauten, bei denen die Druckfestigkeit infolge von Erdbebenbeanspruchung oder auch bei zusätzlichen statischen Belastungen (wie beispielsweise bei einer Aufstockung oder einem nachträglichen Dachgeschoßausbau) nicht ausreicht, ist es eine gängige Maßnahme, Stahlbetonstützen in einzelne Pfeiler einzuschlitzen (Bild 158).

Eine Reihe von Verstärkungsmaßnahmen für Mauerwerk mit detaillierten Beschreibungen finden sich in [123] wieder.

9.2.2.) Holzgeschoßdecken und weiche Geschoßdecken

Es sind in der Vergangenheit viele Gebäude mit Holzdecken (Tram- oder Dippelbaumdecken, Bild 159 und Bild 160) errichtet worden. In Wien beispielsweise sind Gebäude aus der Gründerzeit häufig nach dem folgenden Schema konzipiert. Die Decken über dem Kellergeschoß und evtl. über dem Erdgeschoß sind meistens Ziegelgewölbedecken (Platzgewölbe, Bild 161) die eine Ziegel-Stahltraversendecke darstellen. In den oberen Geschoßen werden meist mit Holzdecken ausgeführt.

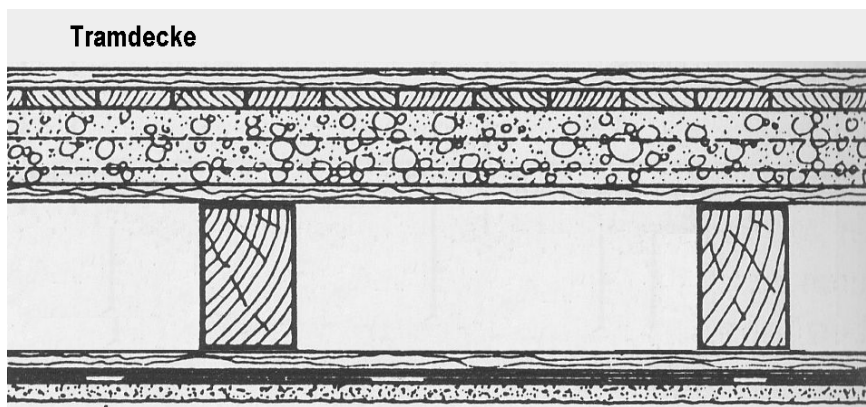


Bild 159: Tramdecke, entnommen aus [108]

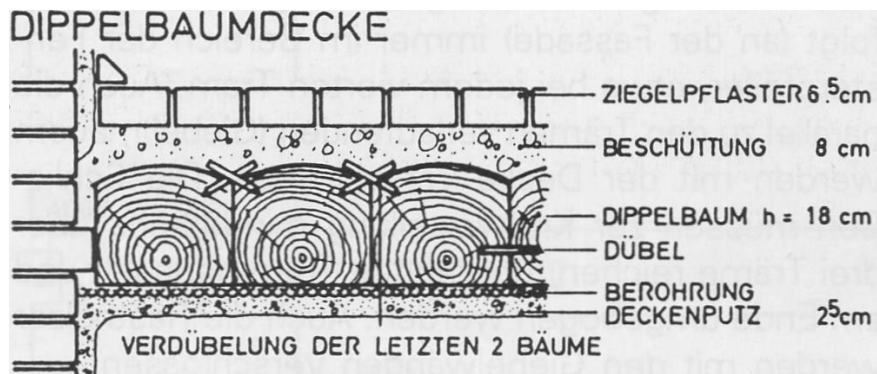


Bild 160: Dippelbaumdecke, entnommen aus [108]

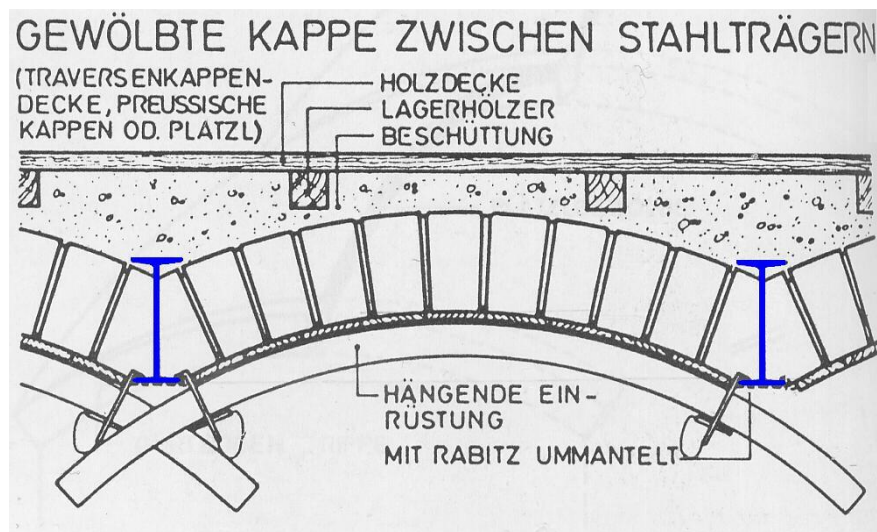


Bild 161: Ziegel – Stahltraversendecke „Platzlgewölbe“, entnommen aus [108]

Solche Deckenkonstruktionen besitzen keine Schubtragfähigkeit und können keine Normalkräfte in der Ebene ableiten, da sie lediglich für vertikale ständige und Nutzlasten entworfen werden.

Da diese Decken keine Schubtragfähigkeit besitzen, werden sie auch als “weiche Decken” bezeichnet. Weiche Decken, die keine Scheibentragwirkung in der Ebene entwickeln können, sind nicht imstande horizontale Erdbeben Lasten weiterzuleiten bzw. zu verteilen. Das Resultat ist eine Überbeanspruchung von einigen Ziegelmauerwerkswänden, wobei andere wiederum keine Kräfte ableiten können und somit noch unter Ihrer Tragfähigkeitsgrenze belastet werden. Der Vorteil einer steifen Decke liegt somit in der Verteilung der Kräfte, Bild 162.

Hinzu kommt, dass Holzdecken nicht nur sehr weich ausgeführt, sondern auch nur meist in einer Richtung gespannt sind. Diese lagern auf den Wänden quer zur Spannrichtung.

Somit werden die Wände parallel zur Spannrichtung nicht zur Lastableitung herangezogen und sind alleine durch ihr Eigengewicht belastet. Die Konsequenz daraus könnte ein zu geringer Anteil an vertikalen Drucklasten sein, welche in Kombination mit Erdbebenlasten zu einer geringen oder gar keiner Überdrückung dieser Wände führt. Es ist möglich, dass daher Zugkräfte im unbewehrten Mauerwerk entstehen, welche zur Rissbildung und folglichem Einsturz führen. Eine genaue Betrachtung dieses Problems, wird in Anhang D beschrieben.

Ein Lösungsansatz für Holzdeckenkonstruktionen wäre eine Vollschalung mit einer fachgerechten doppelten Vernagelung. Weiters ist es möglich Träme mit Stahlelementen auskreuzen. Dies führt zwar nach wie vor zu keiner vollen Schubtragfähigkeit, jedoch kann man damit zumindest anteilmäßig eine kreuzweise gespannte Scheibe erzeugen, welche imstande ist, Kräfte weiterzuleiten.

Ein anderer Lösungsansatz, welcher ebenfalls sowohl während der Errichtung als auch nachträglich ausgeführt werden kann, stellt eine bewehrte Aufbetonschicht dar, welche schubfest mit den Holzträgern verbunden werden. Diese Konstruktionsart ist auch unter dem Begriff der Holz-Beton-Verbundkonstruktion bekannt. Bei einer nachträglichen Ausführung werden die Holzdecken bis auf die Tragkonstruktion (Träme oder Dippelbäume) freigelegt und auf diese Verbunddübel angebracht. Anschließend wird eine bewehrte Aufbetonschicht errichtet. Diese Aufbetonschicht wird meistens zusätzlich mittels Auflagerfingern auf den tragenden Wänden gelagert. Man muss bei der Errichtung darauf achten, dass die gesamte zusätzliche ständige Last der Aufbetonschicht durch die ursprüngliche Holz-Tragkonstruktion übernommen werden kann, bis die zusätzliche Schicht selbst tragfähig ist. Ist dies nicht der Fall, wird es notwendig sein, die Decke temporär zu unterstützen oder in mehreren Lagen zu betonieren, wobei jede zusätzliche Schicht erst nach der Hydratation der vorherigen Schicht aufgebracht werden darf.

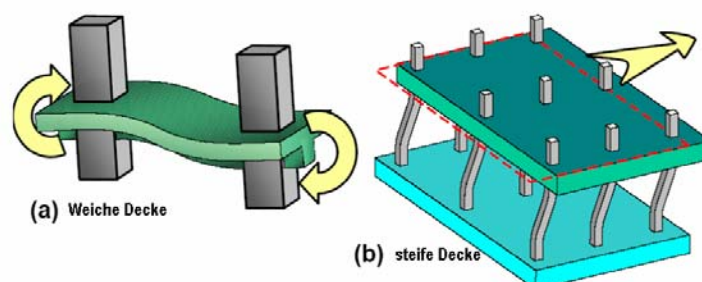


Bild 162: Weiche Geschoßdecken, entnommen aus [57]

9.2.3.) Weiche Geschoße

Viele Gebäude werden durch Erdbeben wegen des so genannten "Soft Story Effect" zerstört. Dies entsteht dadurch, wenn tragende Wände in den unteren Geschoßen meist durch Stützenreihen aufgelöst sind, um eine größerer Fläche für Verkaufslokale oder Restaurants zu ermöglichen. In vielen Gebäuden werden Wände aber auch nachträglich entfernt und durch Stützen ersetzt. Durch eine horizontale Kraffteinwirkung bilden sich an den oberen und unteren Enden der Stützen Fließgelenke aus, welche sehr großen, mitunter gefährlichen plastischen Verformungen ausgesetzt sind. Zahlreiche Schadensbilder belegen, dass sich auch obere Etagen als weiche Geschoße verhalten können (Bild 164).

Wenn die Steifigkeit eines Geschoßes im Vergleich zu den übrigen Geschoßen sehr klein ist, führt dies zu einer Sollbruchstelle im weichen Geschoß (Bild 163).

Um dieses Problem zu vermeiden, ist es möglich, die Stützen gegen horizontale Einwirkungen mit aussteifenden Elementen auszukreuzen. Ist dies wegen der Nutzung des Gebäudes nicht möglich, besteht die Alternative, die entfernten Wände durch biegemomentensteife Rahmen zu ersetzen.



Bild 163: Weiches Erdgeschoß, entnommen aus [3]



Bild 164: Weiches Obergeschoß, entnommen aus [62]

9.2.4.) Kurze Stützen

Schäden aus vergangenen Erdbeben zeigen, dass bei Stahlbetonrahmentragwerke mit unterschiedlichen Stützenlängen in einem Geschoß die kürzeren Stützen stärker beschädigt werden als die höheren Stützen [57]. Kurze Stützen können entstehen, wenn Gebäude auf einem Hang gegründet sind, da im Falle eines Bebens alle Stützen desselben Geschoßes dieselbe Verformung durch die Verbindung in der Decke erfahren (Bild 165 und Bild 166). Dieser Effekt tritt auch im Falle eines eingezogenen, nicht durchgehenden Zwischengeschoßes auf.

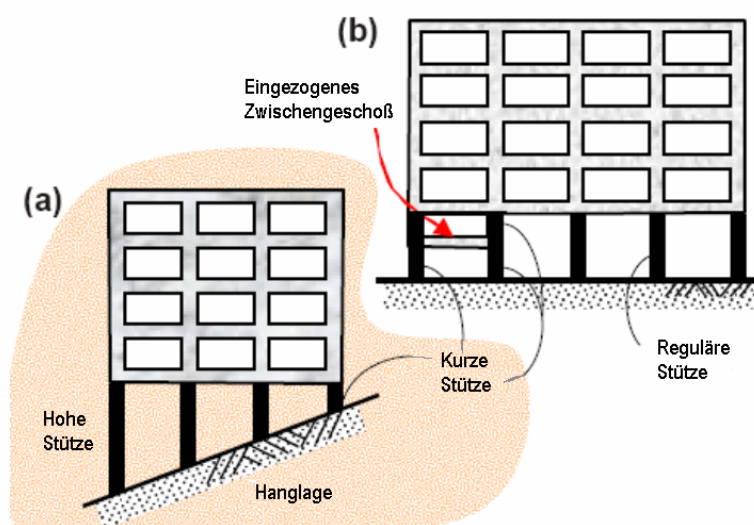


Bild 165: Gebäude mit kurzen Stützen, entnommen aus [57]

Die kürzeren Stützen sind im Vergleich zu den längeren viel steifer und ziehen somit einen größeren Anteil der horizontalen Kräfte an sich. Da die Steifigkeit in direkter Relation mit der Widerstandsfähigkeit steht, ist es notwendig, eine viel größere Kraft als bei hohen Stützen einzuleiten, um dieselbe Deformation zu erzielen welche von den Schub- bzw. Biegebeanspruchungen kommen. Da die kurzen Stützen meist nicht für solche Kräfte entworfen sind, kommt es hier häufig zu Schäden.

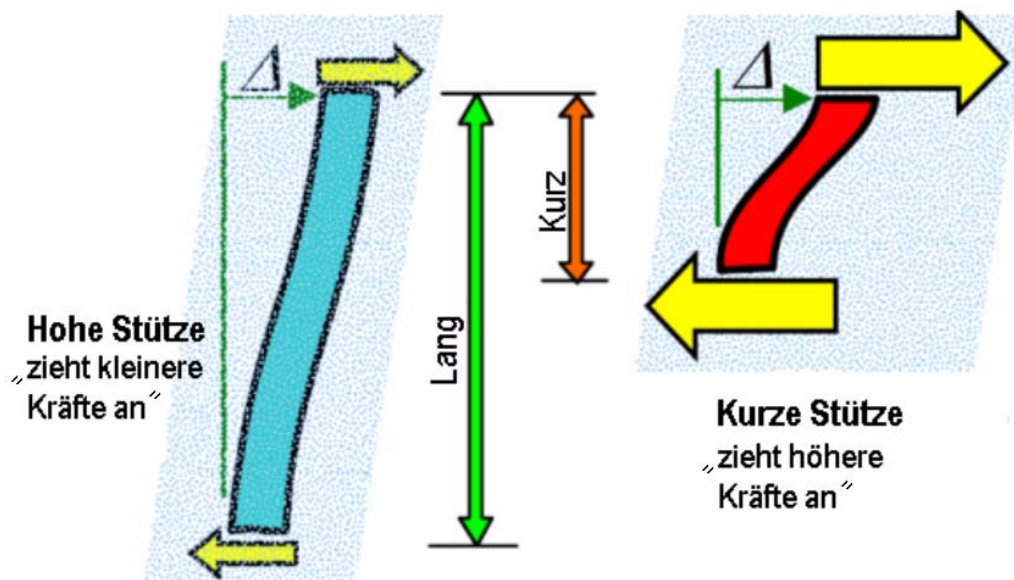


Bild 166: Kräfteinwirkung von kurzen Stützen, entnommen aus [57]

Ein anderer Fall von kurzen Stützen entsteht durch die nicht regelmäßige und nicht über die gesamte Höhe errichtete Ausfachung von Stahlbetonrahmen beispielsweise durch Mauerwerkssteine. Es wird meistens ein bestimmter Abstand zur oberen Decke frei gelassen, um dort Fenster einbauen zu können. Der übrige Teil der freistehenden Stütze verhält sich ebenfalls wie eine kurze Stütze (Bild 167).

Die restlichen Stützen im Geschoß verformen sich entlang der gesamten Höhe, wobei in den ausgefachten Bereichen nur kurze Höhen für die volle Verformung zur Verfügung stehen. Die Auswirkung von solchen Konstruktionen sind Schäden im Bereich kurzer Stützen (Bild 168).

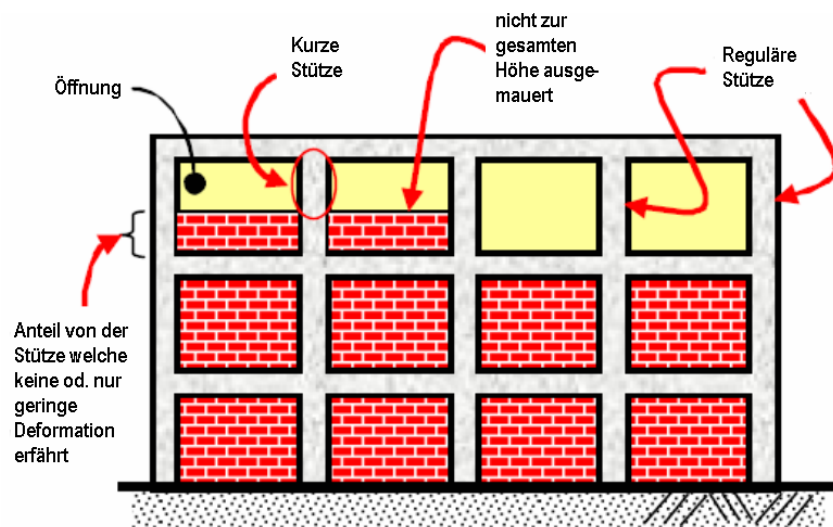


Bild 167: Kurze Stützen durch teilweise Ausfachung mittels Mauerwerk, entnommen aus [57]



Bild 168: Kurze Stützen durch teilweise Ausfachung mittels Mauerwerk, entnommen aus [140]

Beim Entwurf von neuen Gebäuden sollen kurze Stützen vermieden werden. Wenn dies aus irgendwelchen Gründen nicht möglich ist, sollten die Stützen auf die höheren Belastungen bemessen werden. Bei Stahlbetonstützen sollten nur geschlossene Bewehrungsbügel verwendet und im Bereich kurzer Stützen das Netz derselben verdichtet werden.

Bei Renovierungen von bestehenden Gebäuden sollten teilweise ausgefachte Wände bis zur gesamten Geschoßhöhe hochgeführt werden. Wenn dies nicht möglich ist, so müssen die Stützen nach eingehender Untersuchung verstärkt werden.

10.) Seismisches Assessment vom LKH Innsbruck – Gebäude für interne Medizin

Dieses Kapitel soll die Anwendung des Materialmodells bzw. des implementierten Makros in das Finite Elemente Programm ANSYS an einem praktischen Beispiel zeigen. Nachdem das Gebäude numerisch analysiert wurde, ruft man das Makro für unbewehrtes Mauerwerk auf, wobei als Resultat die gerissenen bzw. über dem elastischen Bereich hinaus belasteten Mauerwerkswände angezeigt werden. Hier muss angemerkt werden, dass das Erstellen des Finite Elemente Modells, als auch die statische und modale Analyse vom *Herrn Dipl.-Ing. Marian Ralbovsky*, Geschäftsfeld Verkehrswege, arsenal research, durchgeführt wurde.

10.1.) Objekterklärung

In diesem Abschnitt wird das seismische Assessment des Gebäudes der inneren Medizin der Universitätsklinik Innsbruck präsentiert, welches arsenal research im Zuge eines Projektes untersuchte. Der Boden unter dem Gebäude besteht aus mitteldichtem bis dichtem sandigem bzw. steinigem Kies. Die horizontale Bodenbeschleunigung (PGA-Wert) für Innsbruck liegt bei $1,54 \text{ m/s}^2$ nach ÖNORM B 4015 [90]. Dies entspricht einer effektiven Bodenbeschleunigung von $0,111 \text{ g}$. Das stärkste in dieser Gegend registrierte Beben ereignete sich am 4. Jänner 1572, mit einem PGA-Wert von $1,48 \text{ m/s}^2$ und einer Dauer von $3,4 \text{ sec}$, wobei die dominante Frequenz des Erdbebens bei $2,7 \text{ Hz}$ lag [66].

Das Gebäude der Internen Medizin der Universitätsklinik Innsbruck ist etwa 1945 errichtet worden und besitzt eine annähernd rechteckige Grundrissform. Die tragenden Wände bestehen aus unbewehrtem Mauerwerk konstruiert. Das Bauwerk besteht aus einem Kellergeschoß, ein Erdgeschoß und fünf weitere Obergeschoße. Die Decken über den Räumen sind als "Ast-Molin" Konstruktionen ausgeführt, welche bewehrte Ortbetonrippendecken darstellen. Die Decken über dem Gangbereich sind als konventionelle Stahlbetondecken ausgeführt worden.



Bild 169: Universitätsklinik Innsbruck

10.2.) Versuchsanordnung

Im ersten Schritt wurden die dynamischen Eigenschaften des Objekts experimentell durch in-Situ Versuche ermittelt. Die Messungen fanden von 8. bis 9.2.2005 mit hochempfindlichen seismischen Schwingungsaufnehmern (Wilcoxon Research 731A-P31, siehe Bild 172) statt. Insgesamt sind Beschleunigungsaufnehmer an 25 verschiedenen Punkten im Gebäude positioniert worden. Die Messpunkte verteilten sich im 5. Obergeschoß und im Stiegenhaus (Bild 170 und Bild 171), um dreidimensionale Eigenformen zu erhalten. Die Anregung wurde mittels ambienter Anregung (Wind, Verkehr, Bodenunruhen, innere Schwingungsquellen etc.) bewerkstelligt, welche ausreichend waren, um die Resonanzfrequenzen zuverlässig bestimmen zu können.



Bild 170: Messanordnung der Sensoren im 5.OG

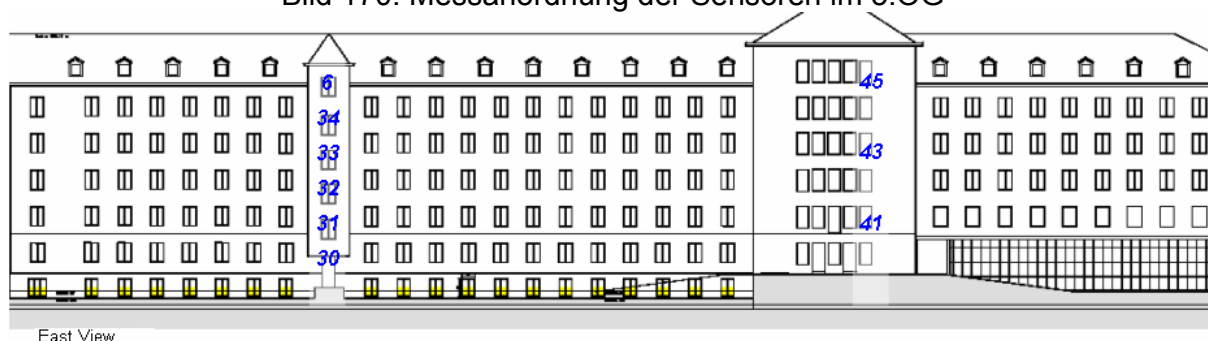


Bild 171: Messanordnung der Sensoren im Stiegenhaus



Bild 172: Seismische Beschleunigungsaufnehmer

10.3.) Ergebnisse der in-Situ Messungen, Eigenfrequenzen, Eigenformen

Die Auswertung der Messdaten erfolgte mit der Software MACEC, der Katholieke Universiteit Leuven, welche die Daten im Zeitbereich mit der Stochastic-Subspace Methode [94] und [105], analysierte. Bei der Stochastic-Subspace Methode wird ein weißes Rauschen als Anregung vorausgesetzt, wobei das Untersuchungsobjekt durch ein sogenanntes stochastisches Zustandsraummodell beschrieben wird [37]. Folglich können die n Differentialgleichungen zweiter Ordnung durch $2n$ Differentialgleichungen erster Ordnung beschrieben werden,

$$x_{k+1} = A \cdot x_k + w_k \quad (182)$$

$$y_k = C \cdot x_k + v_k \quad (183)$$

wobei x_k den Zustandsvektor und A die Zustandsmatrix darstellt, die für lineare, zeitlich unabhängige Systeme als konstant angesehen wird. Die gemessene Prozessgröße (Beobachtungsvektor) wird durch y_k beschrieben und die Ausgangsmatrix (Messmatrix) C verbindet den Beobachtungsvektor mit dem Zustandsvektor. Das Prozessrauschen w_k entspricht der äußeren Anregung des Systems, das Rauschen der Messung wird durch v_k definiert. Der Zweck der Stochastic Subspace Identifikation ist es, die Zustandsraummatrizen A und C auf Basis der Messdaten zu ermitteln. Sind die beiden Matrizen bekannt, so können durch Lösung des

Eigenwertproblems die Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und zugehörigen Dämpfungskoeffizienten abgeleitet werden [104].

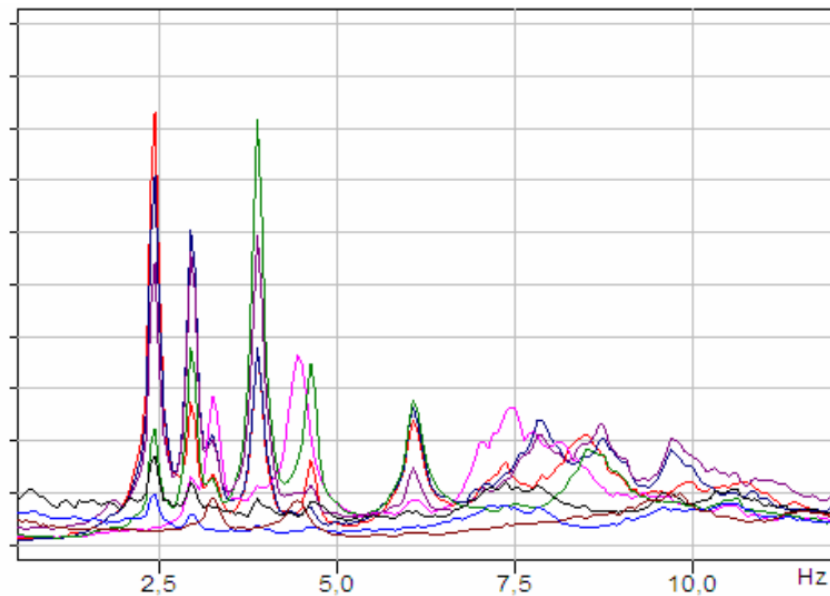


Bild 173: Beispiel der Frequenzspektren

Insgesamt konnten 5 Eigenfrequenzen für das Gebäude des LKH-Innsbrucks im Bereich von 2 - 4 Hz identifiziert werden, welche in der Tabelle 9 aufgelistet sind.

Mode	Frequenz [Hz]	Dämpfungskoeffizient [%]
1	2,423	1,3
2	2,580	2,8
3	2,945	1,0
4	3,265	2,1
5	3,855	1,2

Tabelle 9: Die identifizierten Resonanzfrequenzen mit den dazugehörigen Dämpfungskoeffizienten

Die dazugehörigen Eigenformen sind der Tabelle 14 zu entnehmen.

10.4.) Numerisches Modell für eine Finite Elemente Berechnung

Das Gebäude ist mit einem räumlichen Finite Elemente Modell berechnet worden. Den größten Teil des Modells bilden tragende Wände, die mit Flächenelementen und der entsprechenden Dicke modelliert wurden. Die Geometrie samt Fenster- und Türöffnungen der Wände ist den Bestandsplänen nachgebildet worden. Insgesamt bestand das Modell aus etwa 80.000 Elementen. Die Mauerwerkswände sind im Modell mit dem Element Shell 63 (siehe Kapitel 8.3) von ANSYS modelliert worden. Die durchschnittliche Elementgröße betrug hierbei 0,50 m. Die Vernetzung erfolgte automatisch, mit der in ANSYS verfügbaren Funktion, „Free Meshing“ [1]. Hierbei erfolgte die Aufteilung der Elemente gleichmäßig und ohne Restriktionen in Hinsicht auf spezielle Anordnung und Form über eine Fläche.

In den nachfolgenden Berechnungen repräsentierte die Z-Achse, die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen. Im vorher beschriebenen Materialmodell (Kapitel 5) wurde die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen als X-Richtung bezeichnet. Die Verdrehung der Achsen wurde für die weiterführende Analyse berücksichtigt.

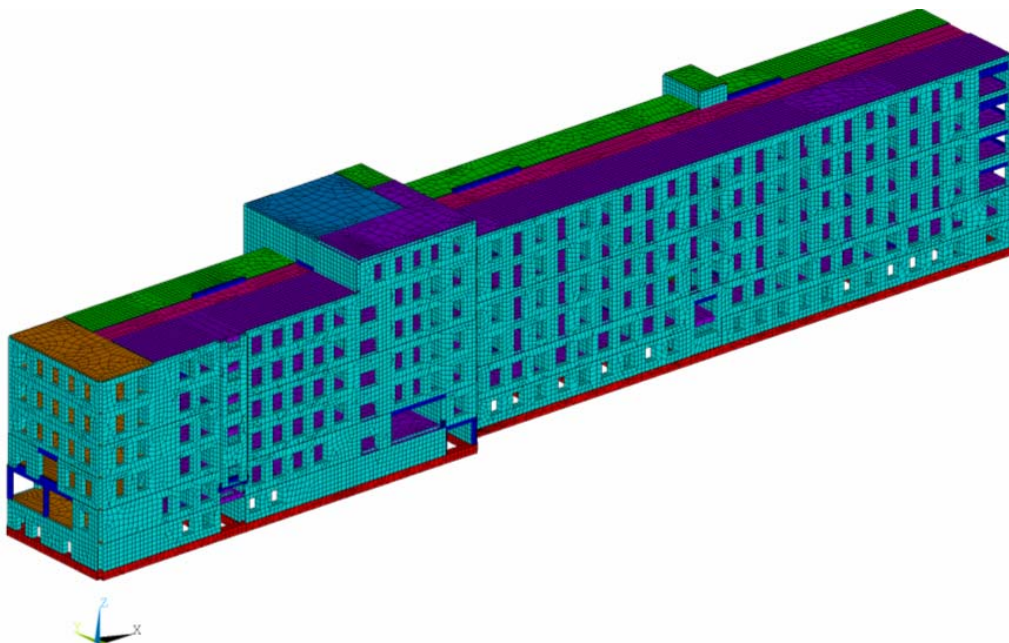


Bild 174: Finite Elemente Modell der Universitätsklinik Innsbruck

10.4.1.) Eingangswerte für die Berechnung - Decken

Decke über Räume - Regeldecke

Die Rippendecken (Ast-Molin) wurden wegen der Anzahl der Elemente (bzw. Größe des Modells) durch äquivalente Flachdecken mit orthotropen Materialeigenschaften ersetzt.

Tabelle 10 listet die mechanischen Eigenschaften auf.

	Ast-Molin Decke	Äquivalente Flachdecke mit orthotropen Materialeigenschaften
d [m]	0,07	0,55
h [m]	0,5	—
b ₀ [m]	0,15	—
B [m]	0,5	—
ρ [kg/m ³]	2500	900
E [N/mm ²]	27500	—
E _y [N/mm ²]	—	9895
E _x [N/mm ²]	—	4039
G _{xy} [N/mm ²]	11458	3480
EA _y [MN/m]	5473	5473
EA _x [MN/m]	2234	2234
EI _y [MNm ² /m]	90	77
EI _x [MNm ² /m]	0,13	31,5
GA [MN/m]	1925	1925

Tabelle 10: Mechanische Eigenschaften der AST-MOLIN Decke

Decke über Gänge

Die Decken über den Gängen bestehen aus 15 cm starken Stahlbetonplatten mit der Betongüte C25/30 und wurden mit isotropen Materialeigenschaften modelliert. Tabelle 11 listet die mechanischen Eigenschaften auf.

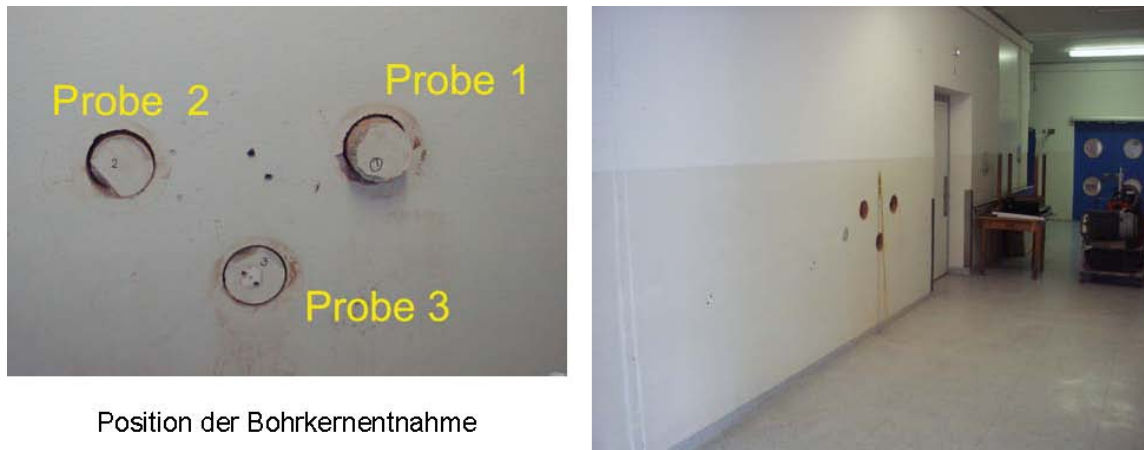
	STB Flachdecke
d [m]	0,15
ρ [kg/m ³]	2500
E [N/mm ²]	30500
G [N/mm ²]	12708
EA [MN/m]	4575
EI [MNm ² /m]	8,6
GA [MN/m]	1906

Tabelle 11: Mechanische Eigenschaften der Stahlbeton- Flachdecke

10.4.2.) Eingangswerte für die Berechnung - Wände

Die Ziegeldruckfestigkeiten und die Mörteldruckfestigkeiten wurden durch das Institut für Betonbau, Baustoffe und Bauphysik der Leopold Franzens Universität in Innsbruck bestimmt [137].

Dabei sind am 22.02.2005 drei Bohrkern im ersten Obergeschoß, Bereich Längsachse Erschließungsgang, aus einer 70 cm starken, unbewehrten Mauerwerkswand entnommen worden. Die Bohrkern hatten einen Durchmesser von 15 cm und auch eine Länge von 15 cm.



Position der Bohrkernentnahme

Bild 175: Bohrkernentnahme, entnommen aus [137]

Es stellte sich heraus, dass die Mauersteine aus schwach gelochten Ziegeln der Dimension ($b/h/t = 100/60/250$ [mm]) bestehen. Hinzuweisen ist, dass diese Dimension weder dem Alten Österreichischen Normformat noch dem neuen Normformat NF für Vollziegel bzw. schwach gelochte Ziegel entspricht.

Probe 1



Bild 176: Bohrkern 1, Mauerputz 3,0 cm, entnommen aus [137]

Probe 2:



Bild 177: Bohrkern 2, Mauerputz 3,5 cm, entnommen aus [137]

Probe 3:



Bild 178: Bohrkern 3, Mauerputz 3,5 cm, entnommen aus [137]

Die entnommen Proben zeigten einen geringen Verbund zwischen Ziegel und Mörtel. Bei der Probebohrung 3 kam es bereits bei der Probeentnahme zu einem Zerfall des Prüfkörpers. Bei den Prüfkörpern 1 und 2 wurde eine vertikale Probebohrung der Bohrkerns angedacht, um so eine Aussage über die Festigkeit des gesamten Mauerwerkes (Vertikallast) zu erhalten. Durch den schlechten Verbund der vorliegenden Materialien konnte jedoch auch diese Prüfung nicht durchgeführt werden. Aus diesem Grund ist zusätzliches Ziegelmaterial entnommen und deren Festigkeit bestimmt worden. Dabei sind jeweils 3 Ziegel übereinander gestapelt und mit Hilfe einer Druckpresse der Druckfestigkeitsversuch ausgeführt worden.



Bild 179: Abdruckversuch der Ziegelsteine, entnommen aus [137]

Die geprüften Festigkeiten des reinen Ziegels finden sich in Tabelle 12 wieder.

Probe 1	4,61 N/mm ²
Probe 2	4,35 N/mm ²
Probe 3	4,45 N/mm ²
Mittelwert	4,47 N/mm²

Tabelle 12: Ziegelfestigkeitswerte $f_{bc,vert}$

Um eine Aussage zur Druckfestigkeit des Mauermörtels zu erhalten, wurden aus den Bohrkernen Proben entnommen, welche sich aus reinem Mörtelmaterial und einer Kombination aus Ziegel und einer Mörtelschicht zusammensetzten. Bei den Druckfestigkeitsprüfungen des Mörtels stellte sich eine mittlere Mörtelfestigkeit von $f_{mc} = 1,25 \text{ N/mm}^2$ heraus. Bei jenen Proben, welche das gesamte Mauerwerk geprüft

wurde (Ziegel und Mörtel), erreichte die Festigkeit vergleichbare Werte wie die bereits festgestellten Mörtelfestigkeiten (Mittelwert 1,26 N/mm²). Bei weiterer Krafteinleitung zeigte sich wiederum die bereits geprüfte Ziegeldruckfestigkeit, $f_{bc,vert} = 4,65 \text{ N/mm}^2$.



Bild 180: Abdrückversuch des Mörtels, entnommen aus [137]

Somit errechnete sich die Druckfestigkeit des gesamten Mauerwerks normal zu den Lagerfugen gem. ÖNORM B3350 [89] zu: $f_{cx} = 1,68 \text{ N/mm}^2$.

Eine Vergleichsrechnung nach Eurocode EC6 [86] ergab einen Wert für die Druckfestigkeit von $f_{cx} = 1,53 \text{ N/mm}^2$, welcher etwas unter dem der ÖNORM lag.

Die weiteren Kennwerte sind der nächststehenden Tabelle 13 zu entnehmen, welche mittels der Gleichungen (149) – (178) aus Kapitel 6 evaluiert wurden.

Parameter		Bereich	ÖNORM [89]	EC 6 [86]	Min- Werte	Max- Werte
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Druck- festigkeit						
	normal zu den Lagerfugen		1,68	1,53		
	parallel zu den Lagerfugen				0,92	1,18
Zug- festigkeit	*)					
	normal zu den Lagerfugen *)					
		4OG	0,08			
		3OG	0,19			
		2OG	0,25			
		1OG	0,35			
		EG	0,38			
	parallel zu den Lagerfugen					
		4OG			0,25	0,30
		3OG			0,35	0,45
		2OG			0,40	0,54
		1OG			0,49	0,68
		EG			0,52	0,72
Schub- festigkeit						
		4OG			0,14	0,17
		3OG			0,20	0,25
		2OG			0,23	0,30
		1OG			0,28	0,38
		EG			0,29	0,41
E-Modul						
	normal zu den Lagerfugen *)				2000	2500
	parallel zu den Lagerfugen				1500	1850
G-Modul					850	1000

*) Entspricht der Spannung zufolge der vertikalen Auflast der statischen Einwirkung

Tabelle 13: Mechanische Eigenschaften des unbewehrten Mauerwerks

10.4.3.) Eingangswerte für die Berechnung - Baugrund

Die bodenmechanischen Eigenschaften des Baugrunds und deren Einfluss auf das Gebäude wurden in der Berechnung durch eine äquivalente Bodenschicht simuliert. Als Grundlage für die Ermittlung der Steifigkeitswerte dienten Bodenaufschlüsse, wobei sich herausstellte, dass der Boden bis zu einer Tiefe von 40m aus sandigem Kies besteht. Für die Steifigkeit wurde ein Tabellenwert von $E = 100,0 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Weiters ist ein Finite Elemente Modell des Bodens erstellt worden, welches die Wirkung der Belastung durch das Fundament simuliert (Bild 181). Dieser Block wurde mit einer 1m breiten, starren Linienlast von 1MN/m belastet, welche die Einbindung der Mauerwerkswände in den Boden simulieren sollte. Die dabei analysierte Deformation betrug etwa $0,023 \text{ m}$.

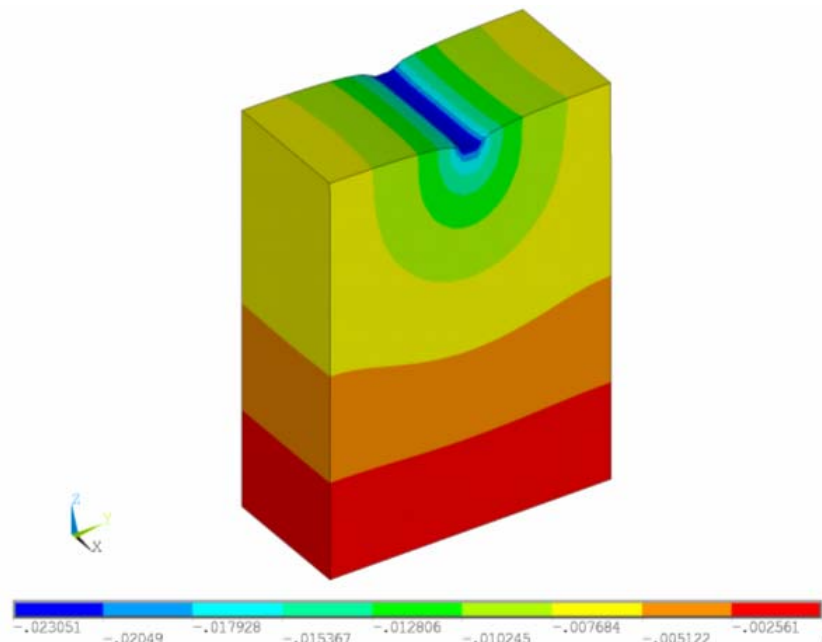


Bild 181: Einsenkungen des Bodens in [m] durch eine Belastung von 1 MN/m

Daraus ermittelte sich die Federkonstante des Bodens zu $k=43,382 \text{ MN/m}^2$. Im Gesamtmodell ist der Baugrund durch Finite Flächenelemente mit einem Meter Dicke und einem Meter Höhe abgebildet worden, wobei der Elastizitätsmodul statische Analysen zu $E_{BODEN,stat} = 43,4 \text{ N/mm}^2$ und für dynamische Berechnungen zu $E_{BODEN,dyn} = 3 \cdot E_{BODEN,stat} = 130,1 \text{ N/mm}^2$ angenommen wurde.

10.5.) Modale Analyse

Anschließend ist im Rechenmodell eine modale Analyse durchgeführt worden, [12], [13] und [106]. Hierbei wurden die Steifigkeits- und Massenmatrix gebildet, um die dynamischen Eigenschaften (Eigenfrequenzen, Eigenformen) zu berechnen. Die Dimension der Matrizen entsprach ein Vielfaches der Elementanzahl, wobei jedes Element sechs Freiheitsgrade besaß. Die numerisch berechneten Werte wurden denen der experimentell evaluierten in einem iterativen Model-Updating Prozess hinsichtlich der Eigenfrequenzen und Eigenformen sukzessive angepasst. In Tabelle 14 sind die angepassten Werte der numerischen Analyse, denen der experimentell ermittelten gegenübergestellt.

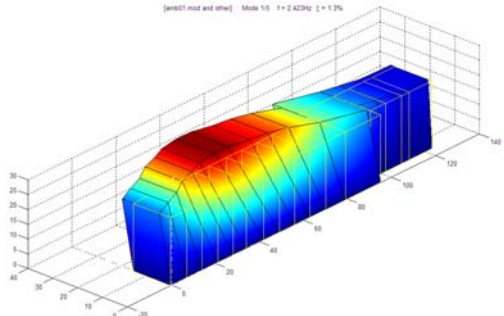
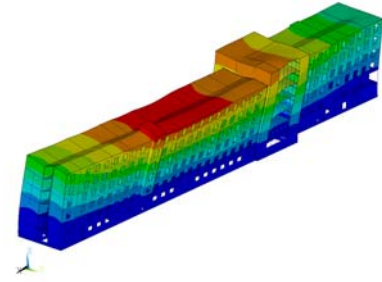
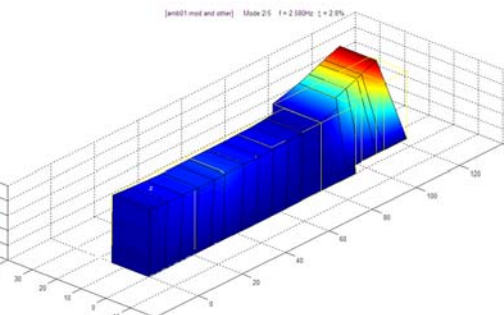
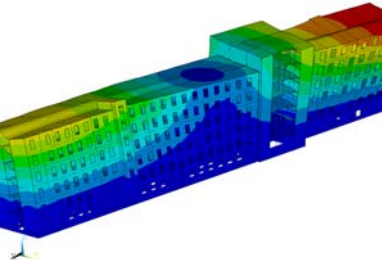
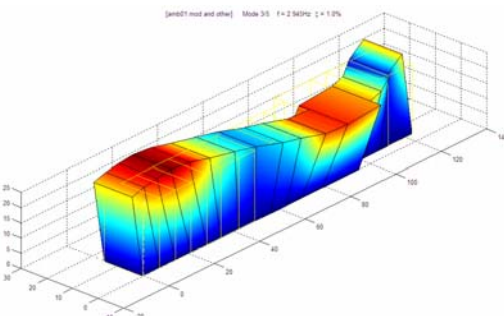
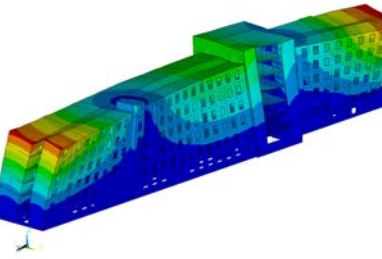
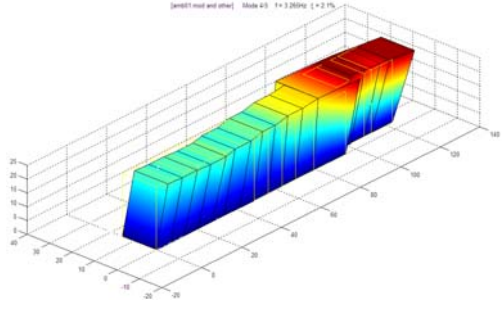
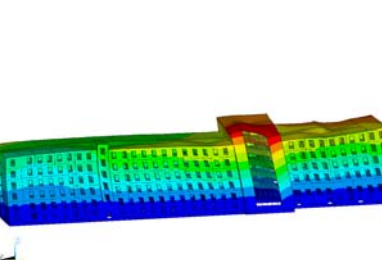
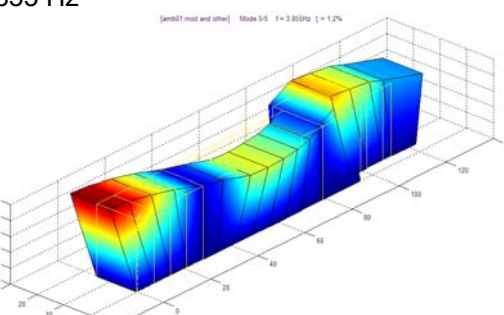
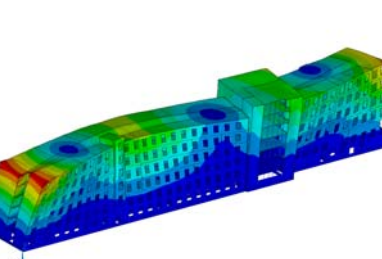
Durch in-Situ Messungen ermittelte Werte	Numerische, mittels FEM analysierte Werte
<p>$f_1=2,423$ Hz</p> 	<p>$f_1=2,3443$ Hz ($\Delta=-3\%$)</p> 
<p>$f_2=2,580$ Hz</p> 	<p>$f_2=2,5874$ Hz ($\Delta=0\%$)</p> 
<p>$f_3=2,945$ Hz</p> 	<p>$f_3=3,1026$ Hz ($\Delta=+5\%$)</p> 
<p>$f_4=3,265$ Hz</p> 	<p>$f_4=4,1136$ Hz ($\Delta=+20\%$)</p> 
<p>$f_5=3,855$ Hz</p> 	<p>$f_5=4,1236$ Hz ($\Delta=+7\%$)</p> 

Tabelle 14: Vergleich der Eigenformen und Eigenfrequenzen

10.6.) Erdbebenberechnung

Das Normerdbeben zufolge ÖNORM B4015 [90] ist in die Y-Richtung (siehe Bild 174) des Gebäudes angesetzt worden, wobei eine Antwortspektrumberechnung (Bild 182) durchgeführt wurde.

Die Reaktionsantworten der einzelnen Eigenformen sind mit der CQC-Regel kombiniert worden. Bild 183 stellt die elastische Verformung des Gebäudes während des Erdbebens dar.

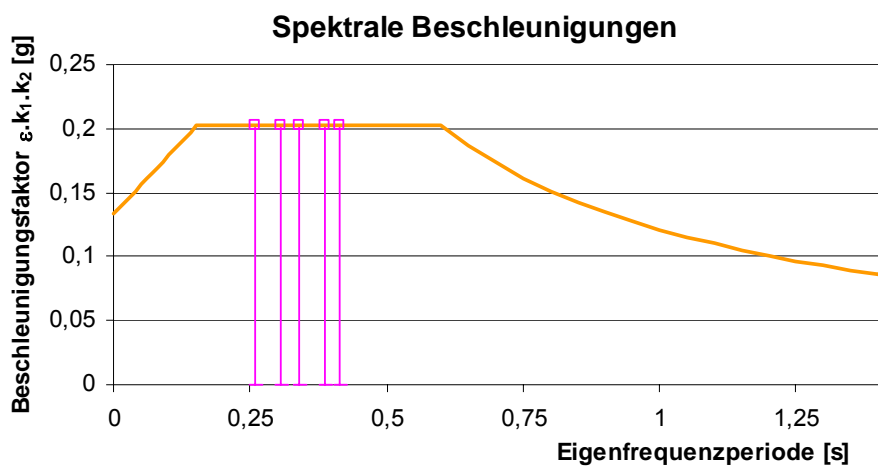


Bild 182: Antwortspektrum, zufolge ÖNORM B4015 [90]

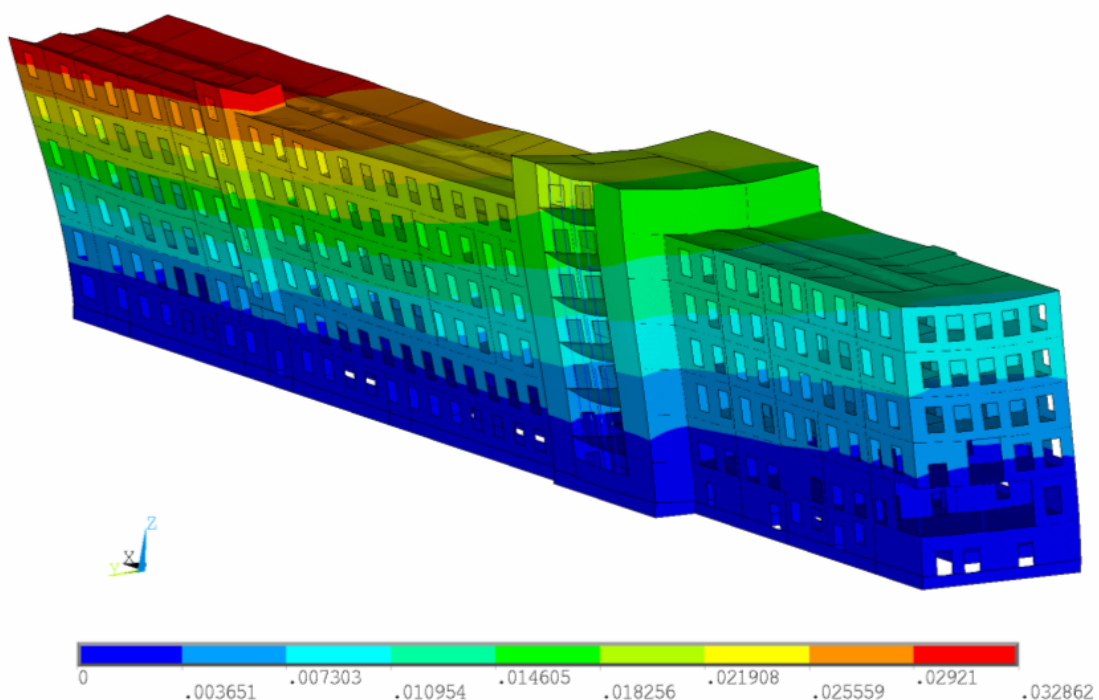


Bild 183: Verformungen zufolge Normerdbeben

10.7.) Rissidentifikation mit Hilfe des neuen Materialmodells

Nachfolgend (Bild 184 - Bild 190) sind die ermittelten Risse im Mauerwerk bei einem Normerdbeben dargestellt. Hierbei wurde das in den vorangehenden Kapiteln analytisch beschriebene Material-/Bruchmodell an einer praktischen Anwendung demonstriert, wobei die unterer Skala in den Abbildungen die Anzahl der verletzten Kriterien darstellt (5, rot für keine Risse und 0, blau, dass alle Kriterien überschritten wurden).

Kellergeschoß:



Bild 184: Rissmuster im KG

Erdgeschoß:



Bild 185: Rissmuster im EG

1. Obergeschoß

ELEMENT SOLUTION
STEP=14
SUB =1
TOTALCRA (NOAVG)
MIDDLE
DMX =.029773
SMN =1
SMX =5

ANSYS 8.0A01

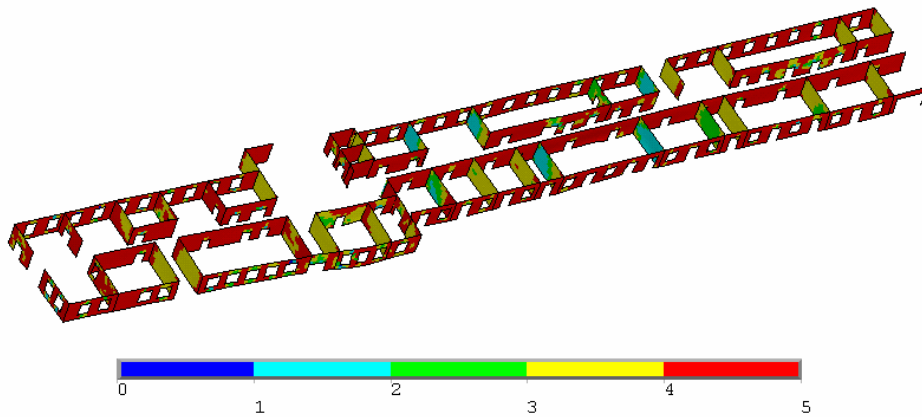


Bild 186: Rissmuster im 1.OG

2. Obergeschoß

ELEMENT SOLUTION
STEP=14
SUB =1
TOTALCRA (NOAVG)
MIDDLE
DMX =.029773
SMN =1
SMX =5

ANSYS 8.0A01

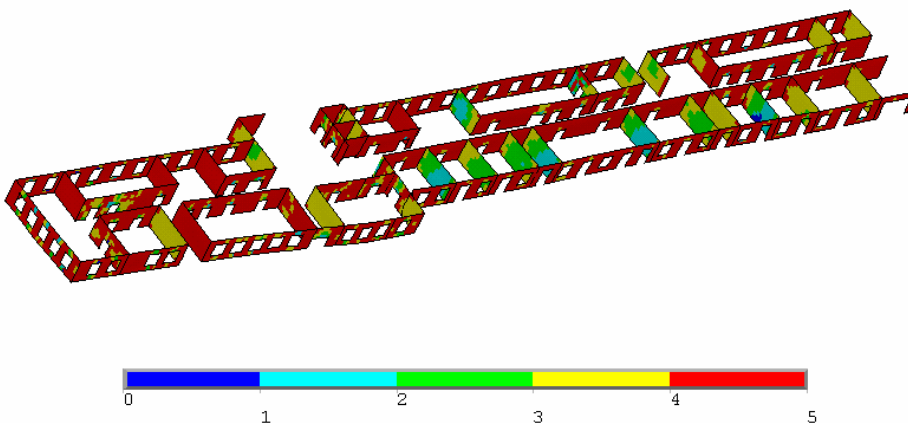


Bild 187: Rissmuster im 2.OG

3. Obergeschoß

ELEMENT SOLUTION
STEP=14
SUB =1
TOTALCRA (NOAVG)
MIDDLE
DMX =.029773
SMN =1
SMX =5

ANSYS 8.0A01

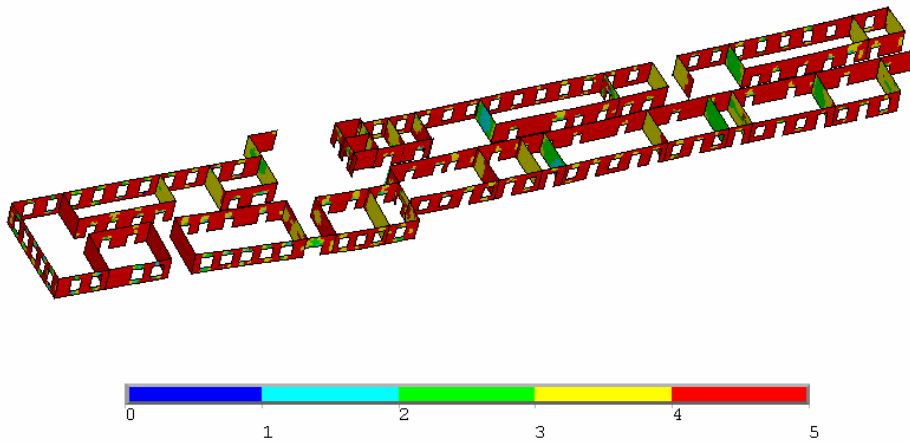


Bild 188: Rissmuster im 3.OG

4. Obergeschoß

ELEMENT SOLUTION
STEP=14
SUB =1
TOTALCRA (NOAVG)
MIDDLE
DMX =.029773
SMN =1
SMX =5

ANSYS 8.0A01

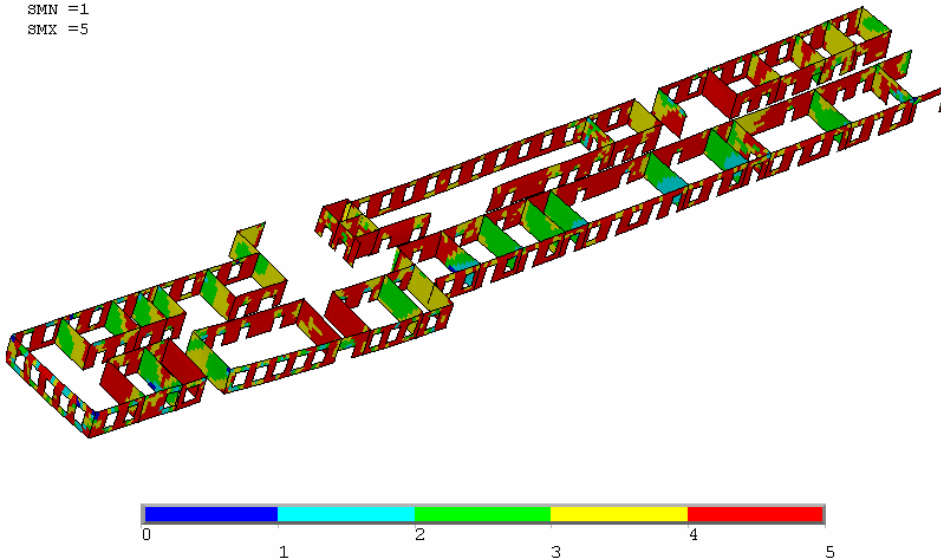


Bild 189: Rissmuster im 4.OG

5. Obergeschoß

ELEMENT SOLUTION
STEP=14
SUB =1
TOTALCRA (NOAVG)
MIDDLE
DMX =.029773
SMN =1
SMX =5

ANSYS 8.0A01

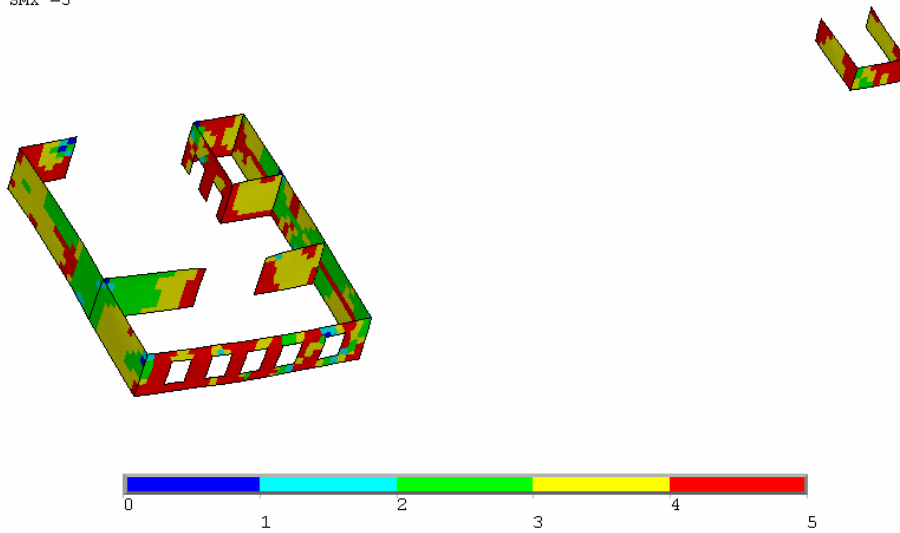


Bild 190: Rissmuster im 5.OG

Abbildungsverzeichnis

Bild 1: Stein Hütte, entnommen aus [123]	17
Bild 2: Ziegelöfen beim Bau des Turmes von Babylon, entnommen aus [54]	18
Bild 3: Löwentor in Mycenae, entnommen aus [123]	18
Bild 4: Römische Mauertechniken, entnommen aus [142]	19
Bild 5: Chinesische Mauer, entnommen aus [56]	20
Bild 6: Vier Fallunterscheidungen für die Richtung der Belastung	25
Bild 7: Darstellung von $\dot{\epsilon}_{ij}^p \perp f$	28
Bild 8: Assoziierte Plastizität	28
Bild 9: Fließhypothese nach <i>von Mises</i>	34
Bild 10: Fließhypothese nach <i>Drucker-Prager</i>	35
Bild 11: Fließhypothese nach <i>Mohr-Coulomb</i>	36
Bild 12: Modellierungsarten von Mauerwerk, entnommen aus [67]	37
Bild 13: Bruchkriterium von <i>Hendry</i> und <i>Sinha</i> , entnommen aus [49]	39
Bild 14: Spannungsverteilung am Einzelstein (links) und im Verband (rechts) unter kombinierter Schub- und Druckbeanspruchung, links entnommen aus [77], rechts entnommen aus [21]	41
Bild 15: Bruchehüllende, entnommen aus [73]	41
Bild 16: Druck – Zug Versuche an Betonsteinmauerwerk, entnommen aus [48]	42
Bild 17: Bruchflächen von <i>Page</i>	43
Bild 18: Bruchehüllende, entnommen aus [79]	44
Bild 19: Bruchfläche nach <i>Samarasinghe</i> , entnommen aus [112]	45
Bild 20: Zweiachsiges Bruchkriterium nach <i>Bernadindi</i> et. al., entnommen aus [6], [7] ..	46
Bild 21: Fehlerkriterium von <i>Dhanasekar</i> , entnommen aus [20]	46
Bild 22: Bruchehüllende von <i>Rivero</i> , entnommen aus [109]	47
Bild 23: Vergleich der Versuchsergebnisse von <i>Dialer</i> mit den Versagenskriterien von <i>Ganz</i> [35] bzw. von <i>Mann/Müller</i> [73], entnommen aus [21]	48
Bild 24: Fehlerkriterium nach <i>Vratsanou</i> , entnommen aus [139]	49
Bild 25: Fehlerkriterium nach <i>Seim</i> , entnommen aus [128]	50
Bild 26: Anisotropisches Materialmodell nach <i>Lourenço</i> , entnommen aus [67]	50
Bild 27: Erweitertes Modell nach <i>Ganz</i> von <i>Mojsilovic</i> und <i>Marti</i> , entnommen aus [81] .	51
Bild 28: Fehlerkriterium nach <i>Schermer</i> , entnommen aus [147]	52
Bild 29: Modifiziertes Modell nach <i>Ganz</i> [35] von <i>Schlegel</i> , entnommen aus [119]	52

Bild 30: Mauerwerkselement.....	54
Bild 31: <i>Mohr – Coulombsches</i> Reibungsmodell mit „Tension Cut Off“	59
Bild 32: Zusammengesetzte Fließfläche, entnommen aus [35].....	61
Bild 33: Graphische Herleitung der Erweiterung von f_3 um die Zugfestigkeit.....	67
Bild 34: Erweiterung von f_5 um die Zugfestigkeit	69
Bild 35: Gegenüberstellung und Angleichung der Fließflächen von <i>Drucker – Prager</i> und <i>Mohr – Coulomb</i>	71
Bild 36: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 1, entnommen aus [126]	75
Bild 37: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 2, entnommen aus [126]	76
Bild 38: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 3, entnommen aus [126]	77
Bild 39: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 4, entnommen aus [126]	78
Bild 40: Geometrische Darstellung der Funktion des Kriteriums 5, entnommen aus [126]	78
Bild 41: Ebener Schnitt durch die Fließflächen 4 und 5 zur Ermittlung von r und x_1	79
Bild 42: Fallunterscheidung für die Spannungen	81
Bild 43: Ebener Schnitt durch die Fließflächen 4 und 5 zur Ermittlung von r und x_1	83
Bild 44: Zusammengesetzte Fließfläche des neuen Materialmodells	86
Bild 45: Risse, senkrecht zu den Lagerfugen, entnommen aus [139]	91
Bild 46: Entfestigungsverhalten von Mauerwerk für verschiedene Versagensarten unter einachsiger Zugbeanspruchung, entnommen aus [35].....	91
Bild 47: Bruchtyp A, entnommen aus [139]	92
Bild 48: Bruchtyp B, entnommen aus [139]	93
Bild 49: Abbildung der Verbandsart	96
Bild 50: Lokale Koordinatensysteme	98
Bild 51: Links, gegebene Spannungskomponenten; Rechts, gesuchte Spannungskomponenten	99
Bild 52: Eingabemaske für die Neigung der Lagerfugen	100
Bild 53: Eingabemaske für die Eingangsparemeter, Variante I	101
Bild 54: Eingabemaske für die Festigkeitseigenschaften, Variante II	102
Bild 55: Eingabemaske für die Abmessungen der Steine, Variante II	102
Bild 56: Lochbild der verwendeten Steine, entnommen aus [35]	105

Bild 57: Versuchsanlage für zweiachsige Druck – Belastung, entnommen aus [35].....	108
Bild 58: Versuchsanlage für Druck – Zug – Belastung, entnommen aus [35]	108
Bild 59: Eigenschaften des Elements: Shell 63, entnommen aus [1]	109
Bild 60: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	110
Bild 61: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	111
Bild 62: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	111
Bild 63: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	112
Bild 64: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	112
Bild 65: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	113
Bild 66: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	113
Bild 67: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	114
Bild 68: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	114
Bild 69: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	115
Bild 70: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	116
Bild 71: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	117
Bild 72: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	117
Bild 73: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	118
Bild 74: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	118
Bild 75: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	119
Bild 76: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	119
Bild 77: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	120
Bild 78: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	120
Bild 79: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	121
Bild 80: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	122
Bild 81: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	123
Bild 82: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	123
Bild 83: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	124
Bild 84: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	124
Bild 85: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	125
Bild 86: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	125
Bild 87: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	126

Bild 88: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	126
Bild 89: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	127
Bild 90: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	128
Bild 91: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	129
Bild 92: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	129
Bild 93: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	130
Bild 94: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	130
Bild 95: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	131
Bild 96: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	131
Bild 97: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	132
Bild 98: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	132
Bild 99: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	133
Bild 100: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	134
Bild 101: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	135
Bild 102: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	135
Bild 103: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	136
Bild 104: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	136
Bild 105: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	137
Bild 106: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	137
Bild 107: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	138
Bild 108: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	138
Bild 109: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	139
Bild 110: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	140
Bild 111: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	141
Bild 112: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	141
Bild 113: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	142
Bild 114: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	142
Bild 115: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	143
Bild 116: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	143
Bild 117: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	144

Bild 118: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	144
Bild 119: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	145
Bild 120: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	146
Bild 121: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	147
Bild 122: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	147
Bild 123: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	148
Bild 124: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	148
Bild 125: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	149
Bild 126: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	149
Bild 127: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	150
Bild 128: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	150
Bild 129: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	151
Bild 130: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	152
Bild 131: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	153
Bild 132: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	153
Bild 133: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	154
Bild 134: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	154
Bild 135: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	155
Bild 136: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	155
Bild 137: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	156
Bild 138: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	156
Bild 139: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	157
Bild 140: Belastungsgeschichte der Wand, entnommen aus [35]	158
Bild 141: Spannungsdarstellung: σ_x , Spannungen parallel zur Lagerfuge.....	159
Bild 142: Spannungsdarstellung: σ_y , Spannungen normal zur Lagerfuge	159
Bild 143: Spannungsdarstellung: τ_{xy} , Schubspannungen	160
Bild 144: Versagensbild zufolge Kriterium 1; Zugversagen im Stein	160
Bild 145: Versagensbild zufolge Kriterium 2; Druckversagen im Stein.....	161
Bild 146: Versagensbild zufolge Kriterium 3; Schubversagen im Stein.....	161
Bild 147: Versagensbild zufolge Kriterium 4; Gleiten entlang der Lagerfuge	162

Bild 148: Versagensbild zufolge Kriterium 5; Zugversagen, Trennbruch in der Lagerfuge	162
Bild 149: Bruchbild an der getesteten Wand im Labor, entnommen aus [35]	163
Bild 150: Verhaltenszustände, entnommen aus [30]	167
Bild 151: Richtung der Belastung, entnommen aus [57].....	172
Bild 152: Kippen der Wand, entnommen aus [57]	172
Bild 153: Verbindung der Wände, entnommen aus [57]	173
Bild 154: Weit gespannte Wände, entnommen aus [57].....	174
Bild 155: Schlankheit entlang der Höhe, entnommen aus [57].....	174
Bild 156: Links, bewehrtes Mauerwerk, Rechts, Vorspannen von Mauerwerk [3].....	175
Bild 157: Verstärkung mittels Kohlefaserplatten, entnommen aus [3]	175
Bild 158: Verstärkung mittels eingeschlitzter Stahlbetonstütze	176
Bild 159: Tramdecke, entnommen aus [108]	176
Bild 160: Dippelbaumdecke, entnommen aus [108]	177
Bild 161: Ziegel – Stahltraversendecke „Platzgewölbe“, entnommen aus [108].....	177
Bild 162: Weiche Geschoßdecken, entnommen aus [57].....	178
Bild 163: Weiches Erdgeschoß, entnommen aus [3].....	179
Bild 164: Weiches Obergeschoß, entnommen aus [62]	180
Bild 165: Gebäude mit kurzen Stützen, entnommen aus [57]	180
Bild 166: Krafteinwirkung von kurzen Stützen, entnommen aus [57]	181
Bild 167: Kurze Stützen durch teilweise Ausfachung mittels Mauerwerk, entnommen aus [57]	182
Bild 168: Kurze Stützen durch teilweise Ausfachung mittels Mauerwerk, entnommen aus [140]	182
Bild 169: Universitätsklinik Innsbruck.....	185
Bild 170: Messanordnung der Sensoren im 5.OG	185
Bild 171: Messanordnung der Sensoren im Stiegenhaus.....	185
Bild 172: Seismische Beschleunigungsaufnehmer	186
Bild 173: Beispiel der Frequenzspektren	187
Bild 174: Finite Elemente Modell der Universitätsklinik Innsbruck.....	188
Bild 175: Bohrkernentnahme, entnommen aus [137]	190
Bild 176: Bohrkern 1, Mauerputz 3,0 cm, entnommen aus [137].....	191
Bild 177: Bohrkern 2, Mauerputz 3,5 cm, entnommen aus [137].....	191
Bild 178: Bohrkern 3, Mauerputz 3,5 cm, entnommen aus [137].....	191
Bild 179: Abdrückversuch der Ziegelsteine, entnommen aus [137]	192

Bild 180: Abdrückversuch des Mörtels, entnommen aus [137].....	193
Bild 181: Einsenkungen des Bodens in [m] durch eine Belastung von 1 MN/m.....	195
Bild 182: Antwortspektrum, zufolge ÖNORM B4015 [90].....	198
Bild 183: Verformungen zufolge Normerdbeben	198
Bild 184: Rissmuster im KG	199
Bild 185: Rissmuster im EG	199
Bild 186: Rissmuster im 1.OG.....	200
Bild 187: Rissmuster im 2.OG.....	200
Bild 188: Rissmuster im 3.OG.....	201
Bild 189: Rissmuster im 4.OG.....	201
Bild 190: Rissmuster im 5.OG.....	202
Bild A 1: Seismische Zoneneinteilung Österreichs, entnommen aus [90]	233
Bild A 2: Antwortspektrum nach ÖNORM B4015, entnommen aus [90]	236
Bild A 3: Antwortspektrum nach EN 1998-1, entnommen aus [87]	242
Bild A 4: Erste Eigenform der „langen“ Wand bei $f_1 = 3,52$ Hz	248
Bild A 5: Erste Eigenform der „kurzen“ Wand bei $f_1 = 6,03$ Hz	249
Bild A 6: Zweite Eigenform der „langen“ Wand bei $f_2 = 7,76$ Hz.....	249
Bild A 7: Dritte Eigenform der „langen“ Wand bei $f_3 = 14,94$ Hz.....	250
Bild A 8: Vierte Eigenform der „langen“ Wand bei $f_4 = 14,97$ Hz	250
Bild A 9: Darstellung der Normalspannungen zufolge Erdbebenlastfallkombination (links oben σ_x ; rechts oben σ_y ; unten σ_z) [N/m ²]	251
Bild A 10: Darstellung der Schubspannungen zufolge Erdbebenlastfallkombination (links oben τ_{xy} ; rechts oben τ_{xz} ; unten τ_{yz}) [N/m ²]	252
Bild A 11: Darstellung der Verformungen zufolge Erdbebenlastfallkombination [m]	252
Bild A 12: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums	253
Bild A 13: Versagensbild zufolge Kriterium 1 (links) und Kriterium 2 (rechts)	253
Bild A 14: Versagensbild zufolge Kriterium 3 (links) und Kriterium 4 (rechts)	254
Bild A 15: Versagensbild zufolge Kriterium 5.....	254
Bild A 16: Darstellung der Geometrie mit dazugehörigem Koordinatensystem.....	256
Bild A 17: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge dem statischen Lastfall [N/m ²]	257
Bild A 18: Darstellung der Verformung zufolge dem statischen Lastfall [m].....	258
Bild A 19: 1. Eigenform	258
Bild A 20: 2. Eigenform	258

Bild A 21: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge Erdbebenlastfallkombination [N/m ²]	259
Bild A 22: Darstellung der Verformungen zufolge Erdbebenlastfallkombination [m]	259
Bild A 23: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude	260
Bild A 24: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben..	261
Bild A 25: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben	261
Bild A 26: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben	262
Bild A 27: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben	262
Bild A 28: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben	263
Bild A 29: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben	263
Bild A 30: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude	264
Bild A 31: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben..	265
Bild A 32: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben	265
Bild A 33: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben	266
Bild A 34: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben	266
Bild A 35: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben	267
Bild A 36: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben	267
Bild A 37: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge dem statischen Lastfall [N/m ²]	268
Bild A 38: Darstellung der Verformung zufolge dem statischen Lastfall [m]	269
Bild A 39: 1. Eigenform	269
Bild A 40: 2. Eigenform	269
Bild A 41: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge Erdbebenlastfallkombination [N/m ²]	270
Bild A 42: Darstellung der Verformungen zufolge Erdbebenlastfallkombination [m]	270
Bild A 43: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude	271
Bild A 44: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben..	271
Bild A 45: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben	272
Bild A 46: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben	272
Bild A 47: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben	273
Bild A 48: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben	273
Bild A 49: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben	274

Bild A 50: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude	275
Bild A 51: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben..	276
Bild A 52: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben	276
Bild A 53: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben	277
Bild A 54: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben	277
Bild A 55: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben	278
Bild A 56: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben	278

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Kalibrierungen für die Hypothese nach <i>Drucker-Prager</i>	73
Tabelle 2: Steindruckfestigkeiten für Hochlochziegel	90
Tabelle 3: Steindruckfestigkeiten für Vollziegel	90
Tabelle 4: Werte für die Anfangsscherfestigkeit, entnommen aus [86]	94
Tabelle 5: Technische Daten der verwendeten Steine, entnommen aus [35]	105
Tabelle 6: Technische Daten des verwendeten Mörtels, entnommen aus [35]	106
Tabelle 7: Technische Daten der Wand: (Eingangsparameter für die numerische Berechnung)	107
Tabelle 8: Vergleich der im Labor gemessenen und analytisch evaluierten Werte	164
Tabelle 9: Die identifizierten Resonanzfrequenzen mit den dazugehörigen Dämpfungskoeffizienten	187
Tabelle 10: Mechanische Eigenschaften der AST-MOLIN Decke	189
Tabelle 11: Mechanische Eigenschaften der Stahlbeton- Flachdecke	189
Tabelle 12: Ziegelfestigkeitswerte $f_{bc,vert}$	192
Tabelle 13: Mechanische Eigenschaften des unbewehrten Mauerwerks	194
Tabelle 14: Vergleich der Eigenformen und Eigenfrequenzen	197
Tabelle A 1: Erdbebenzonen und die dazugehörigen Bodenbeschleunigungswerte in Österreich, gemäß [90]	233
Tabelle A 2: Baugrundklassen mit dazugehörigen Beiwerten für das Antwortspektrum gemäß [90]	235
Tabelle A 3: Baugrundklassen mit dazugehörigen Parametern gemäß [87]	240
Tabelle A 4: Baugrundklassen mit dazugehörigen Beiwerten für das Antwortspektrum gemäß [87]	241
Tabelle A 5: Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände, gemäß [87] ...	245
Tabelle A 6: Mechanische Eigenschaften der Holztramdecken	257
Tabelle A 7: Mechanische Eigenschaften der Stahlbetondecke	268

Literaturverzeichnis

A

- [1] ANSYS 9.0, „ANSYS Inc. Reference Manual“, ANSYS Inc., 2004

B

- [2] Bachmann H., „Neue Tendenzen im Erdbebeningenieurwesen“, Beton und Stahlbetonbau, 99, H5, pp 356-371, Ernst & Sohn, 2004
- [3] Bachmann H., „Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners and authorities“, Swiss Federal Office for Water and Geology- FOWG, 2003
- [4] Bachmann, H., Lang, K., „Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 274, vdf, Hochschulverlag an der ETH Zürich, 2002
- [5] Backes, H.P., „Zum Verhalten von Mauerwerk bei Zugbeanspruchung in Richtung der Lagerfugen“, Ph. D. Thesis, RWTH Aachen, 1985
- [6] Bernadini, A., Modena, C., Vescovi, U., „An Anisotropic Biaxial Failure Criterion for Hollow Clay Brick Masonry“, Int. Journal of Masonry Construction, Vol.2, No.4, pp 165 – 171, 1982
- [7] Bernadini, A., Modena, C., Vescovi, U., „Deformation and Failure Models for Hollow Clay Brick Masonry“, Proceedings of the 3rd Canadian Masonry Symposium, Edmonton, paper no. 8, 1983
- [8] Berndt, E., Schöne, I., „Ein Bemessungsvorschlag für Mauerwerk aus Elbsandstein auf der Grundlage experimentell ermittelter Tragfähigkeiten, in Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Bauefuge, Konstruktion, Werkstoffe“, Sonderforschungsbericht 315, Jahrbuch, pp 41 – 60, Ernst & Sohn, 1992
- [9] Berndt, E., Schöne, I., „Tragfähigkeitsversuche an Natursteinmauerwerk aus sächsischem Sandstein zur Beurteilung historischer Konstruktionen“, Proceedings of the 9th International Brick and Block Masonry Conference, Berlin, pp 1449 – 1456, 1991

- [10] Betzler, M., „Untersuchungen zur Auswirkung unterschiedlicher Formen von Versuchskörpern bei der Ermittlung der Druckfestigkeit von Mauerwerk“, Ph. D. Thesis, Technische Hochschule Darmstadt, 1995

C

- [11] Chen, W.F., Han, D.J., „Plasticity for structural engineers“, Springer, 1988
- [12] Chopra, A.K., „Dynamic of structures Theory and Applications to Earthquake Engineering“, Prentice Hall, 2001
- [13] Clough, R.W., Penzien, J., „Dynamic of structures“, McGraw-Hill Inc., 1993
- [14] Conseil International du Batiment (CIB), „International Recommendations for Design and Erection of Unreinforced and Reinforced Masonry Structures with an Appendix on recommendations for Seismic Design of Unreinforced, Confined and Reinforced Masonry Structures“, CIB, 1987

D

- [15] Dahmann, W., „Untersuchungen zum Verbessern von mehrschaligem Mauerwerk durch das Vernadeln und Injizieren“, Ph. D. Thesis, Universität Karlsruhe, 1985
- [16] Dhanasekar, M., Kleeman, P.W., Page, A.W., „Biaxial Stress-Strain Relations for Brick Masonry“, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 5, pp 1085 – 1100, 1985
- [17] Dhanasekar, M., Page, A.W., Kleeman, P.W., „A Finite Element Model for In-Plane Behaviour of Brick Masonry“, Proceedings of the 9th Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, University of Sydney, pp 815 – 824, 1984
- [18] Dhanasekar, M., Page, A.W., Kleeman, P.W., „The Behaviour of Brick Masonry under Biaxial Stress with Particular Reference to Infilled Frames“, Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, Melbourne, pp 815 – 824, 1985
- [19] Dhanasekar, M., Page, A.W., Kleeman, P.W., „The Elastic Properties of Brick Masonry“, Int. Journal of Masonry Construction, Vol.2, No.4, pp 155 – 160, 1982

- [20] Dhanasekar, M., Page, A.W., Kleeman, P.W., „The Failure of Brick Masonry under Biaxial Stresses”, Proceedings, Institute of Civil Engineers, Part 2, 79, U.K., pp 295 – 313, 1985
- [21] Dialer, C., „Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsigte Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk“, Ph. D. Thesis, Technische Universität München, 1990
- [22] Dialer, C., Hoffmann, P., Stöckl, S., Kupfer, H., „Versuche zum Verformungs- und Bruchverhalten von schubbeanspruchtem Mauerwerk, Teil 1: Bericht über Versuchsdurchführung und Wiedergabe der Messdaten, Zwischenbericht zu den DFG-Forschungsvorhaben Ku 239/27, Ku 239/55-2”, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1987
- [23] Dialer, C., Stöckl, S., Kupfer, H., „Versuche zum Verformungs- und Bruchverhalten von schubbeanspruchtem Mauerwerk, Teil 2: Auswertung der Messdaten und theoretische Deutung, Schlussbericht zu den DFG-Forschungsvorhaben Ku 239/27, Ku 239/55-2, Ku 239/55-3”, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1990
- [24] Dowrick, D.J., „Earthquake resistant design”, John Wiley and Sons, 1977
- [25] Drysdale, R.G., Hamid, A. A., „Anisotropic tensile strength characteristics of brick masonry“, Proceedings of the 6th International Brick Masonry Conference, Roma, pp 143 – 153, 1982
- [26] Drysdale, R.G., Hamid, A.A., „Tensile strength of brick masonry“, Int. Journal of Masonry Construction, Vol.2, No.4, pp 172 – 177, 1982

E

- [27] Eibl, J., Keintzel, E., Vratsanou, V., „Numerische Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Beitrag zur Bestimmung von Verhaltensfaktoren“, Bautechnik 11, pp 662 – 669, Ernst & Sohn, 1983
- [28] Essawy, A. S., Drysdale, R. G., „Macroscopic Failure Criterion for Masonry Assemblages”, Proceedings of the 4th Canadian Masonry Symposium, Fredericton, pp 263 – 276, 1986
- [29] ΕΜΠ, „Εργαστήριο Ωπλισµενον Σκνροδεµατοζ, Η Μηχανικη, τηζ, τοιχοποιιαζ”, Αθηνα, 1986

F

- [30] fib Bulletin 25, „Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings“ Federation internationale du béton (fib), EPFL CH-1015 Lausanne, 2003
- [31] Flesch R., „Grundregeln des erdbebensicheren Konstruierens“, ÖIAZ, 131. Jg., Heft 9, 1986
- [32] Flesch, R., „Baudynamik praxisgerecht. Band 1, Berechnungsgrundlagen“, Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, 1993
- [33] Flesch, R., Lu, S., Ralbovsky, M., Köllner, W., Graf, H., „Assessment der Erdbebensicherheit von bestehenden Krankenhäusern in Österreichischen Erbebenzonen 3 und 4“, Bauingenieur/ D-A-CH Mitteilungsblatt Band 79, pp 9 – 14, 2004

G

- [34] Ganz H.R., „Post-Tensioned Masonry Structures“, Technical Report 2, VSL International Ltd., Berne (Switzerland), 1990
- [35] Ganz, H.R., „Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 148, Birkhäuser Verlag, 1985
- [36] Ganz, H.R., „Versuche über die Festigkeit von zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7502-3, Birkhäuser Verlag, 1982
- [37] Geier, R., „Systemidentifikation seilgestützter Tragwerke ,Die dynamische Strukturantwort von Schrägseilen“, Ph. D. Thesis, Technische Universität Wien, 2004
- [38] Glitzka, H., „Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge“, Mauerwerkskalender, pp 489 – 496, Ernst & Sohn, 1988
- [39] Graubner, C.A., Glock, C., Meyer, G., „Abschätzung der Knicklänge mehrseitig gehaltener Wände aus großformatigen Mauersteinen“, Bauingenieur, Juni 2004, pp 300 – 305, Springer, 2004
- [40] Grenley, D.G., Cattaneo, L. E., „The effect of edge loading on racking strength of clay masonry“, Proceedings of the 2nd International Brick Masonry

Conference, Stoke-on-Trent, pp 157 – 160, 1970

- [41] Grimm, C.T., „Strength and related properties of brick masonry“, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 101, No. ST1, 1975
- [42] Gross, D., Seelig, T., „Bruchmechanik mit einer Einführung in die Mikromechanik“, 3. Auflage, Springer, 2001
- [43] Guggisberg, R., Thürlimann, B., „Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7502-5, Birkhäuser Verlag, 1987

H

- [44] Hamid, A.A., Drysdale, R.G., „Behaviour of brick masonry under combined shear and compression along the mortar joints“, Proceedings of the 2nd Canadian Masonry Conference, Ottawa, pp 51 – 64, 1980
- [45] Hamid, A.A., Drysdale, R.G., „Proposed failure criteria for brick masonry under combined stresses“, Proceedings of the 2nd North American Masonry Conference, Maryland, paper no. 9, 1982
- [46] Hampe, E., Goldbach, R., Schwarz, J., „Zur Bedeutung der Regularität für das Verhalten von Bauwerken unter seismischen Einwirkungen“, Bautechnik 68, pp 230 – 241, Ernst & Sohn, 1991
- [47] Hegemier, G.A., Arya, S.K., Krishnamoorthy, G., Nachbar, W., Furgerson, R., „On the behaviour of joints in concrete masonry“, Proceedings of the North American Masonry Conference, Colorado, paper no. 4, 1978
- [48] Hegemier, G.A., Nunn, R.O., Arya, S.K., „Behaviour of concrete masonry under biaxial stresses“, Proceedings of the North American Masonry Conference, Colorado, paper no 1, 1978
- [49] Hendry, A.W., „A note on the strength of brickwork in combines racking shear and compression“, Proceedings of the British Ceramic Society, No. 27, Load Bearing Brickwork, pp 47 – 52, 1978
- [50] Hendry, A.W., Sinha, B.P., „Shear tests on full - scale single-storey brickwork structures subjected to precompression“, British Ceramic Research Association, Technical Note no. 134, 1969
- [51] Heuer, R., „Einführung in die Plastizitätstheorie“, Vorlesungsskriptum, Johannes Kepler Universität Linz, 1997

-
- [52] Innenministerium Baden-Württemberg, „Erdbebensicheres Bauen, Planungshilfe für Bauherren Architekten und Ingenieure“, 2. Auflage, Innenministerium Baden-Württemberg, Stuttgart, 1988
- [53] Int. Association for Earthquake Engineering, “Guidelines for earthquake resistant non engineering construction”, 1986
- [54] Internetquelle: Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e.V. Website , <http://www.dgfm.de/!mauerwerk/mauerwerk.htm>, 2005
- [55] Internetquelle: Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) GmbH, <http://www2.gtz.de/Basin/publications/books/ManualMinke.pdf>, 2005
- [56] Internetquelle: Freie Enzyklopädie, http://de.wikipedia.org/wiki/Chinesische_Mauer, 2006
- [57] Internetquelle: Indian Concrete Journal Website, <http://www.icjonline.com>, 2005
- [58] Internetquelle: McVicker Associates, Inc., Structural Engineers, Website, <http://www.mcvicker.com/twd/apa/eqguide/eqguid01.htm>, 2005
- [59] Internetquelle: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Website, <http://www.mceer.buffalo.edu/info-service/faqs/bsdesign.asp>, 2005
- [60] Internetquelle: National Resources, Earthquakes Canada, http://www.seismo.nrcan.gc.ca/hazards/prepare/eqresist_e.php, 2005
- [61] Internetquelle: Pacific Earthquake Engineering Research Center Website, http://peer.berkeley.edu/course_modules/eqrd/, 2005
- [62] Internetquelle: Purdue University, Indiana, USA Department of Earth & Atmospheric Sciences <http://www.eas.purdue.edu/~braile/edumod/eqphotos/eqphotos1.htm>, 2005
- [63] Internetquelle: Purdue University, Indiana, USA Department of Earth & Atmospheric Sciences <http://www.eas.purdue.edu/~braile/edumod/eqphotos/eqphotos1.htm>, 2005
- [64] Internetquelle: Welcome to the U.S. Geological Survey Earthquake Hazards Program Website, <http://earthquake.usgs.gov/recenteqsww/Quakes/uscvad.htm>

L

- [65] Lang, K., „Seismic vulnerability of existing buildings“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 273, vdf, Hochschulverlag an der ETH Zürich, 2002
- [66] Lenhardt, W. „Seismische Gefährdung des Landeskrankenhauses in Innsbruck“, Gutachten, ZAMG, 2005
- [67] Lourenço, P. B., „Computational Strategies for Masonry Structures“, Ph. D. Thesis, Technische Universiteit Delft, 1996
- [68] Lourenço, P. B., Rots, J. G., „A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures“, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 123, No. 7, pp 660 – 668, 1997

M

- [69] Mang, H., „Festigkeitslehre“, Vorlesungsskriptum, TU-Wien, WS´ 99, 1999
- [70] Mang, H., Hofstetter, G., „Festigkeitslehre“ 2. Auflage, Springer, 2004
- [71] Mann, W., „Grundlagen für die ingenieurmäßige Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053 Teil 2“, Mauerwerkskalender, Ernst & Sohn, 1986
- [72] Mann, W., Müller, H., „Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Wandscheiben“, Bautechnik, pp 421 – 425, Ernst & Sohn, 1973
- [73] Mann, W., Müller, H., „Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Wandscheiben“, Lehrstuhl für Statik der Hochbaukonstruktionen, TH Darmstadt, Teil 1 bis 3, 1977
- [74] Mann, W., Müller, H., „Cracking characteristics of transversely loaded brick masonry in theory and practice“, Proceedings of the 5th International Brick Masonry Conference, Washington, pp 239 – 246, 1979
- [75] Mann, W., Müller, H., „Failure of shear-stressed masonry. An enlarged theory, tests and application to shear walls“, Proceedings of the British Ceramic Society (7), Stoke-on-Trent, pp 223 – 235, 1982
- [76] Mann, W., Müller, H., „Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises“, Mauerwerk Kalender

1985, pp 95 – 114, Ernst & Sohn, 1985

- [77] Mann, W., Müller, H., „Schubtragfähigkeit von Mauerwerk“, Mauerwerk Kalender 1978, pp 35 – 65, Ernst & Sohn, 1978
- [78] Mann, W., Müller, H., „Versuche zur Bruchtheorie von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk“, Proceedings of the 4th International Brick Masonry Conference, Brugge, pp 4.a.4, 1976
- [79] Manns, W., Schneider, H., Zeus, K., „Einfluss hoher Normalspannungen auf die Schubtragfähigkeit von geschoßhohen Mauerwerks – Wandscheiben“, Otto Graf Institut, 1981
- [80] Mojsilovic, N., Marti, P., „Eccentric Shear and Normal Forces in Structural Masonry“, Proceedings of the 6th International Masonry Conference, the British Masonry Society, London, V. 9, pp 335 – 340, 2002
- [81] Mojsilovic, N., Marti, P., „Masonry Subjected to Combined Actions: An Overview“, Proceedings of the 8th North American Masonry Conference, Arlington/Texas, Session D1-1, 1999
- [82] Mojsilovic, N., Marti, P., „Zur Festigkeit von zentrisch beanspruchtem Mauerwerk“, Festschrift: Prof. Dr. Edoardo Anderhegen zum 60. Geburtstag, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. SP-007, pp 23-30, Birkhäuser Verlag, 1999
- [83] Müller, F.P., Keintzel, E., „Erdbebensicherung von Hochbauten“, 2. Auflage, Ernst & Sohn, 1984
- [84] Müller, H., „Untersuchungen zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk“, Ph. D. Thesis, Technische Hochschule Darmstadt, 1974
- [85] Murthy, C.K., Hendry, A.W., „Preliminary investigation of the shear strength of one – sixth scale model brickwork“, The British Ceramic Research Association, Technical Note no. 65, 1965

N

- [86] Norm, EN 1996-1-1, „Design of Masonry Structures, part 1-1 common rules for reinforced and unreinforced masonry structures“, 2004
- [87] Norm, EN 1998-1, „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebenwirkung und Regeln für Hochbauten“, 2005
- [88] Norm, ENTWURF ÖNORM B4015, „Belastungsannahmen im Bauwesen – Außergewöhnliche Einwirkungen – Erdbebeneinwirkungen, Grundlage und

Berechnungsverfahren“, 2006-03-07

- [89] Norm, ÖNORM B3350, „Tragende Wände – Bemessung und Konstruktion“, 2003
- [90] Norm, ÖNORM B4015, „Belastungsannahmen im Bauwesen – Außergewöhnliche Einwirkungen – Erdbebeneinwirkungen, Grundlage und Berechnungsverfahren“, 2002
- [91] Norm, SIA 160(1989): „Einwirkungen auf Tragwerke“, 1989
- [92] Norm, SIA 177/2, „Bemessung von Mauerwerkswänden“, 1989

O

- [93] Oliveira, D.V.d.C., „Experimental and numerical analysis of block masonry structures under cyclic loading“, Ph. D. Thesis, Unversidade do Minho, 2002
- [94] Overschee, P., De Moor, B., „Subspace Identification for Linear Systems: Theory- Implementation-Application“, Kluwer Academic Publishers, 1996

P

- [95] Page, A.W., „A Biaxial Failure Criterion for Brick Masonry in the Tension-Tension Range“, Int. Journal of Masonry Construction, Vol.1, No.1, pp 26 – 29, 1980
- [96] Page, A.W., „A Finite Element Model for Masonry“, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, pp 1267 – 1285, 1978
- [97] Page, A.W., „An Experimental Investigation of the Biaxial Strength of Brick Masonry“, Proceedings of the 6th International Brick Masonry Conference, Roma, pp 3 – 15, 1982
- [98] Page, A.W., „Influence of Material Properties on the Behaviour of Brick Masonry Shear Walls“, Proceedings of the 8th International Brick Masonry Conference, Dublin, pp 528 – 537, 1988
- [99] Page, A.W., „The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry Brick Masonry“ Proceedings Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 71, pp. 893 – 906, 1981

- [100] Page, A.W., „The Influence of Brick and Brickwork Prism Aspect Ratio on the Evaluation of Compressive Strength”, Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, Melbourne, pp 653 – 664, 1985
- [101] Page, A.W., „The Strength of Brick Masonry under Biaxial Tension-Compression”, Int. Journal of Masonry Construction, Vol.3, No.1, pp 26 – 31, 1983
- [102] Page, A.W., Samarasinghe, W., Hendry, A.W., „The Failure of Masonry Shear Walls”, Int. Journal of Masonry Construction, Vol.1, No.2, pp 52 – 57, 1980
- [103] Paulay T., Priestly M.J.N., „Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley & Sons Inc., 1992
- [104] Peeters, B., „System identification and damage detection in civil engineering”, Ph. D. Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2000
- [105] Peeters, B., DeRoeck, G., „Reference Based Stochastic Subspace Identification for Output-Only Modal Analysis”, Mechanical Systems and Signal Processing, Volume 13(6),pp 855 – 878, 1999
- [106] Petersen, C., „Dynamik der Baukonstruktionen“, Vieweg, 2000

Q

- [107] Qinglin, W., Wenzong, Y., „The Shear of Masonry Wall under Combined Stresses”, Proceedings of the 4th Canadian Masonry Symposium, Fredericton, pp 596 – 607, 1986

R

- [108] Riccabona, C., „Baukonstruktionslehre 1 – Keller, Wände, Decken, Böden“, Manz, 1992
- [109] Rivero, C.E., Phan, D., „A first Approximation to the development of a failure Surface for Masonry under biaxial State of Stress”, Proceedings of the 3rd North American Masonry Conference, Arlington/Texas, No. 67, 1984

- [110] Sabha, A., Schöne, I., „Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Elbsandstein“, Bautechnik 71, pp 161 – 166, Ernst & Sohn, 1994
- [111] Sahlin, S., „Structural masonry“, Englewood Cliffs, Prentice-Hall, Inc, 1971
- [112] Samarasinghe, W., „The inplane failure of brickwork“, Ph. D. Thesis, University of Edingburgh, 1980
- [113] Schermer, D., „Experimental and numerical Investigations on the Behaviour of unreinforced Masonry Buildings under seismic loadings“, Proceedings of the 13th International Brick and Block Masonry Conference, Amsterdam, pp 1 – 10, 2004
- [114] Schermer, D., Zilch, K., „Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksgebäuden unter Erdbebenbeanspruchung“, Bauingenieur, Juli/August 2003, pp 360 – 368, Springer, 2003
- [115] Schlegel, R., Rautenstrauch, K., „Berechnungen von Mauerwerk als Kontinuum oder Diskontinuum – Entwicklungen in ANSYS und LSDYNA“, Proceedings of the 19th CAD-FEM Users Meeting on FEM Technology, Berlin, Germany, 2001
- [116] Schlegel, R., Rautenstrauch, K., „Ein elastoplastisches Berechnungsmodell zur räumlichen Untersuchung von Mauerwerksstrukturen“, Bautechnik 77, pp 426 – 436, Ernst & Sohn, 2000
- [117] Schlegel, R., Rautenstrauch, K., „Konsistente numerische Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von historischem Mauerwerk“, das Mauerwerk, 6, pp 202 – 209, Ernst & Sohn, 2001
- [118] Schlegel, R., Rautenstrauch, K., „Konsistente numerische Umsetzung anisotroper Ver- und Entfestigungsmodelle bei Verwendung mehrflächiger Fließfunktionen“, Proceedings of the 20th CAD-FEM Users Meeting on FEM Technology, Friedrichshafen, Germany, 2002
- [119] Schlegel, R., Rautenstrauch, K., Will, J., Fischer, D., „Tragfähigkeitsuntersuchung der weltgrößten Ziegelsteinbrücke – Berechnung der Göltzschtalbrücke mit ANSYS“, Proceedings of the 20th CAD-FEM Users Meeting on FEM Technology, Friedrichshafen, Germany, 2002
- [120] Schlegel, R., Will J., Popp, J., „Neue Wege zur realistischen Standsicherheitsbewertung gemauerter Brückenviadukte und Gewölbe unter Berücksichtigung der Normung mit ANSYS“, Proceedings of the 21st CAD-FEM Users Meeting on FEM Technology, Berlin, Germany, 2003

- [121] Schlegel, R., Will, J., Fischer, D., Rautenstrauch, K., „Tragfähigkeitsbewertung gemauerter Brückenbauwerke mit modernen Berechnungsmethoden am Beispiel der Göltzschtalbrücke“, Bautechnik 80, pp 15 – 23, Ernst & Sohn, 2005
- [122] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K., „Numerische Simulation von Mauerwerk als Kontinuum“, Proceedings des 15. IKM – Internationales Kolloquium über Anwendungen der Informatik und Mathematik in Architektur und Bauwesen, Weimar, 2000
- [123] Schlöglmann, K. H., „Structural behaviour of masonry and rehabilitation methods for lifeline structures subjected to seismic loads“, Diploma Thesis, Graz University of Technology, 2004
- [124] Schneider, H., „Versuche über die Schubfestigkeit von Mauerwerk“, Proceedings of the 4th International Brick Masonry Conference, Brugge, paper no. 4b.12, 1976
- [125] Schneider, H., Schnell, W., „Versuche über die Schubfestigkeit von Mauerwerk“, Betonwerk + Fertigteil – Technik 44, Heft 6, pp 303 – 309, Heft 7, pp 369 – 375, 1978
- [126] Schubert, P., „Auswertung der verfügbaren Untersuchungsergebnisse zu Biegezugfestigkeit von Mauerwerk“, Forschungsbericht T2789, Fraunhofer IRB, 1988
- [127] Schulenberg, W., „Theoretische Untersuchung zum Tragverhalten von zentrisch gedrücktem Mauerwerk unter besonderer Berücksichtigung der Qualität der Lagerfuge“, Ph. D. Thesis, Technische Hochschule Darmstadt, 1982
- [128] Seim, W., „Numerische Modellierung des anisotropen Versagens zweiachsig beanspruchter Mauerwerksscheiben“, Ph. D. Thesis, Universität Karlsruhe TH, 1994
- [129] Shi, C., „Analysis of the strength for compressive members of brick masonry under eccentric loads“, CIB, Proceedings of the 3rd International Symposium on Wall Structures, Vol.I, Session 2, Warsaw, 1984
- [130] Shi, C., „The Influence of Joint Thickness and the Water Absorption of bricks on compressive strength of Brickwork“, Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, Melbourne, pp 689 – 697, 1985
- [131] SIA D 0211, „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben-Einführung in das Merkblatt SIA 2018“, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, 2005
- [132] Simon, E., „Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen“, Ph. D. Thesis, Technische Universität Darmstadt, 2002

- [133] Sinha, B.C., Pedreschi, R., „Compressive strength and some elastic properties of brickwork“, Int. Journal of Masonry Construction, Vol.3, No.1, pp 19 – 25, 1983
- [134] Stafford-Smith, B., Carter, C., „Hypothesis for shear failure of brickwork“, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, ST4, pp 1055 – 1062, 1971
- [135] Stiglat, K., „Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Sandstein“, Bautechnik 61, pp 94 – 100, Ernst & Sohn, 1984
- [136] Structural Engineers Association of California SEAOC, „Vision 2000 – Performance Based Seismic Engineering“, SEAOC, Sacramento CA, 1995

T

- [137] Tomaseth, D., „Kernbohrungen im Gebäude der Inneren Medizin der Universitätsklinik Innsbruck“, Institut für Betonbau, Baustoffe und Bauphysik der Leopold Franzens Universität in Innsbruck, 2005
- [138] Tomazevic, M., „Earthquake-Resistant of masonry buildings“, Imperial College Press, 1999

V

- [139] Vratsanou, V., „Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung“, Ph. D. Thesis, Universität Fridericiana zu Karlsruhe TH, 1992

W

- [140] Wakabayashi, M., „Design of Earthquake-Resistant Buildings“, McGraw Hill 1986
- [141] Wölfel, W., „Mauerwerksbau in der Antike“, Bautechnik, 4, pp 253 – 256, Ernst & Sohn, 1996
- [142] Wölfel, W., „Römische Bauweisen an der Mosel“, Mauerwerk, 6, pp 231 – 247, Ernst & Sohn, 2000

Y

- [143] Yokel, F.Y., Fattal, S.G., „Failure hypothesis for masonry shear walls“, Journal of Strucural Division, ASCE, 102, No. ST3, pp 512 – 532, 1976

Z

- [144] Zelger, C., „Bewehrte Ziegelstürze“, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 219 , Ernst & Sohn, 1972
- [145] Ziegler, F., „Technische Mechanik der festen und flüssigen Körper“, 2. Auflage, Springer, 1992
- [146] Zilch, K., Schermer, D., „Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Erdbebentragverhalten unbewehrter Mauerwerksbauten“, Mauerwerkskalender, Ernst & Sohn, 2004
- [147] Zilch, K., Schermer, D., „Mauerwerk unter seismischen Einwirkungen“, TU – München, Forschungsbericht Nr. F2424, Fraunhofer IRB, 2003

Anhang A.) Einachsige Materialgesetze - Ideal elastisch-plastisches Modell

In der klassischen Plastizitätstheorie [51] werden die Verzerrungen zufolge des elastischen jenen des plastischen Anteils addiert. Für den eindimensionalen Sonderfall ergibt sich die Gesamtdehnung zu:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{A1})$$

Da die plastische Verzerrung stufenweise aufgebracht wird, benötigt man eine inkrementelle Form der konstitutiven Gleichung (A1),

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad \text{oder} \quad \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p. \quad (\text{A2})$$

Dabei wird das erweiterte Hooke'sche Gesetz berücksichtigt:

$$\dot{\sigma} = E\dot{\varepsilon}^e = E(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (\text{A3})$$

Befindet sich der Spannungszustand im elastischen Bereich, sind die plastischen Dehnungen gleich diejenigen eines vorherigen plastischen Vorgangs und werden somit konstant.

Für $\sigma < \sigma_F$

$$\dot{\sigma} = E\dot{\varepsilon} \quad \dot{\varepsilon}^p = 0 \quad (\text{A4})$$

Im Rahmen der Fließtheorie wird eine von σ abhängige Fließfunktion wie folgt definiert:

$$\begin{aligned} f(\sigma) &= 0 && \text{plastischer Bereich} \\ f(\sigma) &< 0 && \text{elastischer Bereich} \end{aligned} \quad (\text{A5})$$

Im ideal elastisch-plastischen Modell wird die Funktion folgendermaßen angeschrieben:

$$f(\sigma) = |\sigma| - \sigma_F \quad (A6)$$

Setzt man Gleichung (A6) in die vorher definierte Gleichung (A5) ein, erhält man die so genannte Fließbedingung für den einfachen Fall

$$f(\sigma) = |\sigma| - \sigma_F = 0 \quad \dot{\varepsilon}^p \neq 0, \quad (A7)$$

welche somit den elastischen Bereich mit

$$f(\sigma) = |\sigma| - \sigma_F < 0 \quad \dot{\varepsilon}^p = 0 \quad (A8)$$

abgrenzt.

Nachfolgend wird die Fließregel eingeführt, wobei man dafür den Konsistenzparameter $\dot{\lambda}$ benötigt. Der Konsistenzparameter gibt im plastischen Bereich die Größe der plastischen Verzerrungsrate bzw. Verzerrungsinkrement $\dot{\varepsilon}^p$ an:

$$\dot{\varepsilon}^p = \left\{ \begin{array}{l} \dot{\lambda} \geq 0 \cdots \text{wenn} \cdots \sigma = \sigma_F > 0 \\ -\dot{\lambda} \leq 0 \cdots \text{wenn} \cdots \sigma = -\sigma_F < 0 \end{array} \right\} \quad (A9)$$

Gleichung (A9) kann durch

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \cdot \text{sign}(\sigma) \quad (A10)$$

unter der Bedingung, dass

$$f(\sigma) = |\sigma| - \sigma_F = 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \quad (A11)$$

bei

$$(= \dot{\lambda} \cdot (+1) \text{ oder } = \dot{\lambda} \cdot (-1)) \quad (A12)$$

gilt, angeschrieben werden.

Wenn das ideal elasto-plastische Werkstoffmodell vorausgesetzt wird, gilt:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} = \text{sign}(\sigma) = \begin{cases} +1 \\ -1 \end{cases} \quad (\text{A13})$$

Mit dieser Regelung kann auch die so genannte assoziierte Fließregel in Form von

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} = \dot{\lambda} \cdot \text{sign}(\sigma) = \begin{cases} +\dot{\lambda} \\ -\dot{\lambda} \end{cases}, \quad (\text{A14})$$

angeschrieben werden.

Zur Bestimmung des Wertes $\dot{\lambda}$ benötigt man noch die Be- und Entlastungsbedingungen.

Aus der vorher getroffenen Annahme

$$f(\sigma) \leq 0 \quad \dot{\lambda} \geq 0, \quad (\text{A15})$$

folgt nun:

$$\left. \begin{array}{l} \dot{\lambda} = 0 \mapsto \text{elastische Be- bzw. Entlastung} \mapsto \dot{\varepsilon}^p = 0 \mapsto f(\sigma) < 0 \\ \dot{\lambda} > 0 \mapsto \text{plastische Belastung} \mapsto \dot{\varepsilon}^p \neq 0 \mapsto f(\sigma) = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \dot{\lambda} \cdot f(\sigma) = 0. \quad (\text{A16})$$

Gleichung (A15) und Gleichung (A16) werden gemeinsam [69], [70] *Kuhn-Tucker* Bedingungen genannt. Darüber hinaus erfüllen $\dot{\lambda}$ und \dot{f} die Konsistenzbedingung:

$$\dot{\lambda} \cdot \dot{f}(\sigma) = 0 \quad (\text{A17})$$

wobei $\dot{f}(\sigma)$ als Richtung der Belastung gedeutet werden kann.

Wenn sowohl $f = 0$ als auch $\dot{f} = 0$, dann entfernt sich ein ursprünglich auf $f(\sigma)$ gelegener Spannungspunkt bei Belastung nicht von dieser, es liegt somit plastische Belastung vor; daher gilt $\dot{\lambda} > 0$.

Ist einerseits $f = 0$, aber andererseits $\dot{f} < 0$, dann liegt Entlastung in den elastischen Bereich vor. Dadurch, dass $f = 0$ gilt, befindet sich die Spannung zwar noch im plastischen Bereich, geht aber durch $\dot{f} < 0$ zurück in den elastischen Bereich. In diesem Fall ist $\dot{\lambda} = 0$, da $\dot{\varepsilon}^p = 0$ gilt.

In diesem Beispiel wird \dot{f} für die plastische Belastung zu

$$\dot{f}(\sigma) = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \dot{\sigma} = 0 \quad . \quad (\text{A18})$$

Durch Einbringen vom Hooke'schen Gesetz [145], Gleichung (A3) in Gleichung (A18) ergibt sich $\dot{f}(\sigma)$ zu

$$\dot{f}(\sigma) = \frac{\partial f}{\partial \sigma} E(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) = 0 \quad (\text{A19})$$

und weiters durch Gleichung (A10) zu

$$\dot{f}(\sigma) = \frac{\partial f}{\partial \sigma} E\dot{\varepsilon} - \frac{\partial f}{\partial \sigma} E\dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} = 0 \quad . \quad (\text{A20})$$

Mit Hilfe der Beziehung (A13) kann folgendermaßen umgeformt werden:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} = \text{sign}(\sigma) \quad (\text{A21})$$

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma} = [\text{sign}(\sigma)]^2 = +1 \quad (\text{A22})$$

Es ist damit möglich, Gleichung (A20) anzuschreiben:

$$\begin{aligned} \dot{f} &= \text{sign}(\sigma)E\dot{\varepsilon} - E\dot{\lambda} = 0 \quad / : E & (A23) \\ \dot{f} &= \text{sign}(\sigma)\dot{\varepsilon} - \dot{\lambda} = 0 \end{aligned}$$

Durch die Beziehung (A14) gilt: $\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \cdot \text{sign}(\sigma)$. Für $\dot{\varepsilon}^p = \dot{\varepsilon}$ (Plastische Belastung) kann man folgende Gleichung, aufstellen:

$$\dot{\lambda} = \dot{\varepsilon} \cdot \text{sign}(\sigma) \quad (A24)$$

Schließlich wird $\dot{\sigma}$ dargestellt:

$$\dot{\sigma} = \begin{cases} E\dot{\varepsilon} & \text{wenn } \dot{\lambda} = 0 \\ 0 & \text{wenn } \dot{\lambda} > 0 \end{cases} \quad (A25)$$

Anhang B.) Erdbebenberechnung für Mauerwerk nach den Normen ÖNORM B4015 und EN 1998-1

B.1.) Bemessung nach der ÖNORM B4015

ÖNORM B4015 [90] Belastungsannahmen im Bauwesen – Außergewöhnliche Einwirkungen – Erdbebeneinwirkungen, Grundlage und Berechnungsverfahren

B.1.1.) Allgemeines

Die zur Zeit des Verfassens dieser Arbeit aktuelle Version der ÖNORM B4015 ist am 1. Juni 2002 erschienen und fasst in dieser Version die vormals zweiteilige ÖNORM (ÖNORM B4015-1, 1997.10 und ÖNORM B4015-2, 1999.08) in eine zusammen. Seit den vorher erwähnten Versionen basiert die ÖNORM auf einem Bebenkatalog mit einer 50 jährlichen Erdbebenbelastung mit 10% Übertretungswahrscheinlichkeit. Dies entspricht einer mittleren Wiederholungsperiode von 475 Jahren.

B.1.2.) Erdbebenzonen

Die Österreichische Erdbebennorm unterteilt Österreich in fünf verschiedene Erdbebenzonen, wobei als Hauptparameter der Unterteilung der effektive Wert ε der horizontalen Bodenbeschleunigung a_h gilt. Der Effektivwert $\varepsilon = \frac{PGA}{\sqrt{2}}$, repräsentiert 70,71% der Maximalbeschleunigung, PGA (Peak Ground Acceleration).

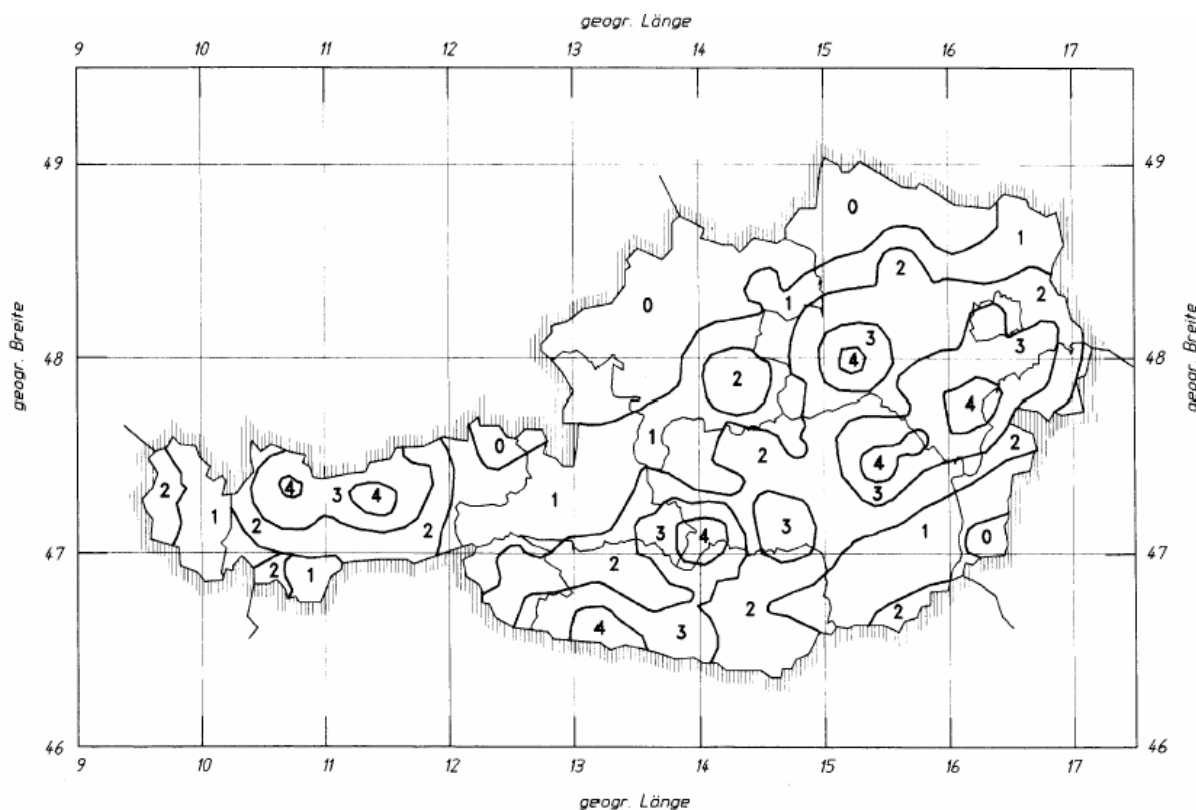


Bild A 1: Seismische Zoneneinteilung Österreichs, entnommen aus [90]

ZONE	a_h [m/s ²]
0	0 – 0,35
1	>0,35 – 0,50
2	>0,50 – 0,75
3	>0,75 – 1,00
4	>1,00

Tabelle A 1: Erdbebenzonen und die dazugehörigen Bodenbeschleunigungswerte in Österreich, gemäß [90]

B.1.3.) Bauwerks-Bewertungsfaktor, Sicherheitsklassen, Schwingungsanfälligkeitsklassen, Erforderliche Nachweise

Die Sicherheitsklassen werden in SK1 bis SK3, unterteilt, wobei SK1 für Bauten ohne größere Menschenansammlungen gedacht sind und SK3 für lebenswichtige Infrastrukturen und maßgebliche Bauten für das Katastrophenmanagement wie beispielsweise Krankenhäusern gelten.

Jeder Sicherheitsklasse ist ein Sicherheitsbeiwert γ_n zugeordnet. Als Beispiel werden hier lebenswichtige Bauten wie z.B. Krankenhäuser u.ä. genannt, welche in die SK3 eingestuft werden und einen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_n = 1,2$ erhalten oder normale Hochbauten ohne außergewöhnlicher Bedeutung, welche in SK1 eingestuft werden und einen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_n = 1,0$ erhalten. Dieser Faktor wird mit a_h multipliziert, um daraufhin mit der Entwurfs-Beschleunigung $a_d = \gamma_n \cdot a_h$ weiter zu rechnen.

In Kombination mit den Sicherheitsklassen und dem Standort hinsichtlich der Erdbebenzone, auf welchem sich das Bauwerk befindet, folgen die Bauwerks-Bewertungsfaktoren, welche von 0 bis 4 reichen.

Um die Schwingungsanfälligkeitsklasse richtig beurteilen zu können ist es notwendig, die Grundeigenfrequenz mit in der ÖNORM vorgeschlagenen Überschlagsformeln abzuschätzen. Danach müssen die Eigenperiode, Massenverteilung, Steifigkeitsverteilung und Geometrie des Bauwerks mit den in der ÖNORM gegebenen Kriterien, kontrolliert werden. Als Ergebnis erhält man die Schwingungsanfälligkeitsklassen, welche in drei Bereiche eingeteilt werden:

- Schwingungsanfälligkeitsklasse G (gering)
- Schwingungsanfälligkeitsklasse M (mittel)
- Schwingungsanfälligkeitsklasse H (hoch)

In Abhängigkeit vom Bauwerks-Bewertungsfaktor und der Schwingungsanfälligkeitsklasse fordert die ÖNORM verschiedene Nachweismethoden. Die Nachweismethoden reichen von konstruktiven Maßnahmen (Methode K) über Quasistatische Methoden (Methode Q) bis hin zur Antwortspektrummethode (Methode A). Es wird bei Hochbauten nur auf das Zeitverlaufsanalyseverfahren hingewiesen, aber nicht explizit gefordert.

B.1.4.) Elastisches Antwortspektrum

Um das Antwortspektrum für alle Bauten mit der Ausnahme von Brücken laut ÖNORM B4015 konstruieren zu können, ist es notwendig, die Art des Untergrunds zu evaluieren. Dabei wird in 3 Gruppen untergliedert:

- Gruppe I: Festgefügtes Gestein (Kalkstein, Sandstein, Schiefer) und Fels (Granit, Basalt, Gneis u.a.)

- Gruppe II: Dichtgelagerte Sedimente (Sand oder Kies, fester Ton, Mergel, verwittertes Gestein)
- Gruppe III: Locker gelagerte Sedimente (Sand, Kies, weicher Ton und Lehm)

Ein weiterer Faktor, der für die Bauwerksduktilität verantwortlich ist, ist in Tabelle 12 der ÖNORM gegeben, wobei man für Mauerwerk den Wert von k_5 mit 1,5 annehmen kann.

Zusammengefasst lässt sich die Form des horizontalen, elastischen Antwortspektrums bzw. des Bemessungsantwortspektrums mit folgenden Parametern bestimmen:

- ε : Koeffizient der effektiven horizontalen Bodenbeschleunigung $\varepsilon = \frac{a_h}{g}$
- k_1 : Gründungskoeffizient (=0,9 bis 1,2)
- η : Dämpfungswert (=1 bei $\xi=5\%$, für Mauerwerk $\eta=0,91$ bei $\xi=7\%$)
- k_5 : Bauwerksduktilität: (für Mauerwerk, $k_5=1,5$)
- T_1, T_2 : Grenzen des Plateaubereichs im Antwortspektrum
- β_0 : Verstärkungsbeiwert (=2,5)

Parameter zur Beschreibung des elastischen Antwortspektrums

Bodengruppe	k_1	β_0	T_1 [sec]	T_2 [sec]
Gruppe I	0,9	2,5	0,10	0,40
Gruppe II	1,0	2,5	0,15	0,60
Gruppe III	1,2	2,5	0,20	0,80

Tabelle A 2: Baugrundklassen mit dazugehörigen Beiwerten für das Antwortspektrum gemäß [90]

Das elastische Antwortspektrum k_2 wird abschnittsweise beschrieben.

$$T_j \leq T_1 : k_{2,j} = 1 + \frac{T_j}{T_1}(a-1) \quad (\text{A-B}) \quad (\text{A26})$$

$$T_1 < T_j < T_2 : k_{2,j} = a \quad (\text{B-C}) \quad (\text{A27})$$

$$T_j \geq T_2 : k_{2,j} = a \frac{T_2}{T_j} \quad (\text{C-D}) \quad (\text{A28})$$

mit: T_j = Eigenperiode im betrachteten Mode

und: $a = \frac{\eta \cdot \beta_0}{k_5}$ (für Mauerwerk: $a = 1,517$)

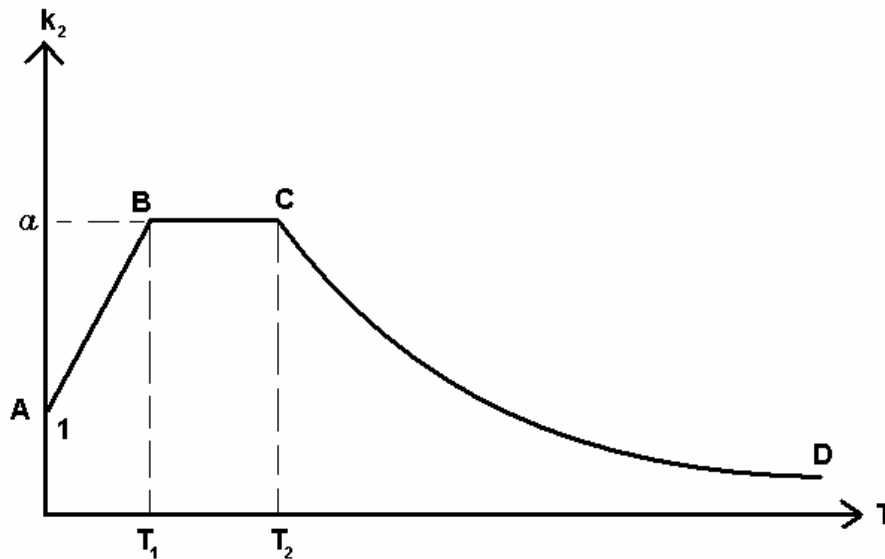


Bild A 2: Antwortspektrum nach ÖNORM B4015, entnommen aus [90]

B.1.5.) Erdbebenkraft

Die nach dem Antwortspektrum ermittelten k_2 -Werte lassen sich weiters zu Einwirkungen berechnen, welche in den jeweiligen Geschoßen (i-ten Geschoß) angreifen. Die im i-ten Geschoß angreifende Ersatzkraft $E_{h,ij}$, der j-ten Eigenform zugeordnet, ergibt sich folgenderweise:

$$k_{E,i,j} = \varepsilon \cdot k_1 \cdot k_{2,j} \cdot k_{3,i,j} \quad (\text{A29})$$

$$E_{h,ij} = k_{E,i,j} \cdot P_{tot,i} \quad (\text{A30})$$

Wobei: $P_{tot,i}$ = seismisch beanspruchte Masse des i-ten Geschoßes entspricht.

$$P_{tot,i} = G_i + \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad (\text{A31})$$

Mit: G_i ... ständige Last des i-ten Geschoßes

Q_i ... Nutzlast des i-ten Geschoßes

$\psi_{2,i}$... Kombinationsbeiwert abhängig von der Nutzung und Nutzlastart

(für Wind + Schnee $\psi_{2,i} = 0$; Nutzlasten auf Decken $\psi_{2,i} = 0,3$ bis $0,6$)

$k_{3,i,j}$ dient der Verteilung der Ersatzkräfte auf die einzelnen Geschoßniveaus und wird in der ÖNORM mit

$$k_{3,i,j} = \psi_{i,j} \frac{\sum_{i=1}^n P_{tot,i} \cdot \psi_{i,j}}{\sum_{i=1}^n P_{tot,i} \cdot \psi_{i,j}^2} \quad (A32)$$

angegeben. $\psi_{i,j}$ stellt hier die i-te Eigenform dar.

B.1.6.) Besondere Regeln für Mauerwerksbauten

In der zur Zeit des Verfassens dieser Dissertation aktuellste Entwurf der ÖNORM B4015 (Ausgabe 2006-03-07) [88] werden im Anhang E zusätzliche Regeln für Mauerwerksbauten vorgeschlagen, welche wie nachfolgend beschrieben werden. Um die Methode K anwenden zu können, muss das Gebäude der Sicherheitsklasse 1 entsprechen.

- Das Grundrissverhältnis zwischen der kürzeren und längeren Bauwerksseite darf 1:4 nicht unterschreiten.
- Die Bauwerkshöhe darf nicht mehr als das 1,3-fache der kürzeren Bauwerksseite betragen.
- Es sind bestimmte Festigkeiten und Qualitäten der verwendeten Materialien in Abhängigkeit von den Erdbebenzonen gefordert.
- In den Erdbebenzonen 1 bis 3 muss unbewehrtes Mauerwerk eine Mindestwanddicke von 17 cm bei $\lambda_{max} = h_{ef}/t < 15$, wobei in der Erdbebenzone 4 eine Mindestwanddicke von 30 cm bei $\lambda_{max} = h_{ef}/t < 12$, aufweisen.

mit:

t.....Wanddicke

h_{ef} ...effektive Wandhöhe der Wand

- Es sind weiters Mindestlängen und Mindestmengen von Schubwänden in Abhängigkeit von den Geschoßflächen, Anzahl der Geschoße und Erdbebenstärke vorgeschrieben.
- Die Decken müssen scheibenartig ausgeführt werden.
- Es müssen zumindest 35 % der gesamten vertikalen Lasten in jeder der ausgezeichneten Richtungen von Schubwänden abgetragen werden. Die Schubwände in einer Richtung sollen mit Schubwänden in der dazu orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m verbunden werden.
- Übermäßige Torsionswirkung ist zu vermeiden.
- Bei der Tragwerksberechnung darf die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit als die Hälfte der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden.
- Die Geschoßhöhen sollen den Betrag von 3 m nicht wesentlich überschreiten. Ein leichter Dachgeschoßausbau ist nicht extra zu berücksichtigen. Ein schwerer Dachgeschoßausbau (Sargdeckel) gilt als ein zusätzliches Geschoß

Weiters sind folgende Regelungen für Bestandsbauwerke aus Mauerwerk in [88] definiert:

„Bauliche Maßnahmen an bestehenden Bauwerken dürfen den ursprünglichen Bauzustand nicht verschlechtern, auch nicht in Bezug auf Horizontalkräfte. Im Bedarfsfall sind entsprechende Kompensationsmaßnahmen zu setzen bzw. die erforderlichen Nachweise zu führen. Für einen Umbau oder Dachgeschoßeinbau in Leichtbauweise ohne maßgeblichen Zusatz an Masse sind keine Nachweise der Ableitung der Erdbebenkräfte über den Bestand zu führen. Bei Aufbringung neuer, zusätzlicher Massen auf ein bestehendes Gebäude ist die Ableitung der Erdbebenkräfte nach Methode Q nachzuweisen. Dabei sind die konstruktiven Anforderungen gemäß ÖNORM B 3350 [89] für Neubauten in jedem Fall einzuhalten bzw. durch Kompensationsmaßnahmen nachzuweisen.“

B.2.) Bemessung nach der EN 1998-1

B.2.1.) Allgemeines

Der Eurocode EN 1998-1 [87] basiert auf einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Die anzusetzende Belastung entspricht, ähnlich wie in der ÖNORM B4015 [90], einem Erdbeben mit einer Referenzwiederkehrperiode von 475 Jahren. Dies entspricht wiederum einer Nichtübertretungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren. Zu dem Tragsicherheitsnachweis ist zusätzlich ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis als Anforderung zur Schadensbegrenzung gefordert, welches bedeutet, dass bei einem Erdbeben geringerer Intensität aber höherer Eintretenswahrscheinlichkeit, keine oder nur geringe Schäden am Bauwerk zugelassen sind.

B.2.2.) Erdbebenzonen

Die Einteilung der Erdbebenzonen ist unter Punkt 3.2.1 der Eurocode EN 1998-1 geregelt. Hierbei verweist der Eurocode auf die nationalen Erdbebenkarten, wobei als Ansatzpunkt der Berechnung der „reference peak ground acceleration a_{gR} “ gefordert ist. Dies entspricht dem PGA, welches bedeutet, dass die a_h -Werte der ÖNORM mit 1,41 multipliziert werden müssen. Jedoch lehnt der österreichische Fachnormenausschuss FNA 176 unter der Leitung von *Univ. Prof. Dr. techn. DI Rainer Flesch* diese Vorgehensweise ab, da der Standpunkt vertreten wird, dass eine „effektive“ Beschleunigung als zeitlicher Mittelwert besser mit der tatsächlichen Tragwerksbeanspruchung (und den auftretenden Schäden) korreliert.

B.2.3.) Bauwerksbedeutung

Der Eurocode unterteilt Hochbauten in 4 verschiedene Wichtigkeits- Klassen. Außerdem wird jeder Wichtigkeitsklasse ein dazugehöriger Sicherheitsbeiwert γ_I zugeordnet. Als Beispiel werden hier maßgebliche Bauten für das Katastrophenmanagement wie Krankenhäuser u.ä. genannt, welche in die Sicherheitsklasse IV eingestuft werden und einen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_I = 1,4$, erhalten oder normale Hochbauten ohne einer

außergewöhnlichen Bedeutung, welche in die Sicherheitsklasse I eingestuft werden und einen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_I = 1,0$ erhalten. Dieser Faktor wird mit a_{gR} multipliziert um als Gesamtbeschleunigung den Wert für „design ground acceleration $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ “ zu erhalten.

B.2.4.) Antwortspektrum

Für das Konstruieren eines Antwortspektrums laut EN 1998-1 ist ebenfalls eine Einteilung des Baugrunds notwendig. Hierbei wird in 7 verschiedene Klassen unterteilt, welche in Tabelle 3.1 in der Norm EN 1998-1 [87] bzw. in dieser Arbeit in Tabelle A 3 zu finden sind.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface	> 800	–	–
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of m in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of m	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s			

Tabelle A 3: Baugrundklassen mit dazugehörigen Parametern gemäß [87]

Außerdem ist ein so genannter Bauwerks-Verhaltens-Faktor q , der für die Bauwerksduktilität verantwortlich ist, in Tabelle 9.1 der Norm EN 1998-1 gegeben, wobei man für unbewehrtes Mauerwerk den Wert von $q = 1,5 - 2,5$ annehmen kann.

Zusammengefasst lässt sich die Form des horizontalen, elastischen Antwortspektrums bzw. des Bemessungsantwortspektrums mit folgenden Parametern bestimmen:

- a_g : Design Boden Beschleunigung, $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$
- S: Bodenparameter (=1,0 bis 1,4)
- q: Bauwerks Verhaltens Faktor (für Mauerwerk, q=1,5)
- T_B, T_C : Grenzen des Plateaubereichs im Antwortspektrum
- T_D : Beginn des Bereichs im Antwortspektrum mit konstanter Verschiebung
- β : untere Schranke für das horizontale Antwortspektrum 0,2)

Parameter zur Beschreibung des elastischen Design Antwortspektrums

Boden Typ	S	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]
Typ A	1,00	0,15	0,40	2,00
Typ B	1,20	0,15	0,50	2,00
Typ C	1,15	0,20	0,60	2,00
Typ D	1,35	0,20	0,80	2,00
Typ E	1,40	0,15	0,50	2,00

Tabelle A 4: Baugrundklassen mit dazugehörigen Beiwerten für das Antwortspektrum gemäß [87]

Das elastische Bemessungsspektrum, $S_d(T)$ wird auch in der EN 1998-1 in Punkt 3.2.2.5 abschnittsweise beschrieben:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (\text{A-B}) \quad (\text{A33})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (\text{B-C}) \quad (\text{A34})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{(C-D)} \quad \text{(A35)}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{(D-E)} \quad \text{(A36)}$$

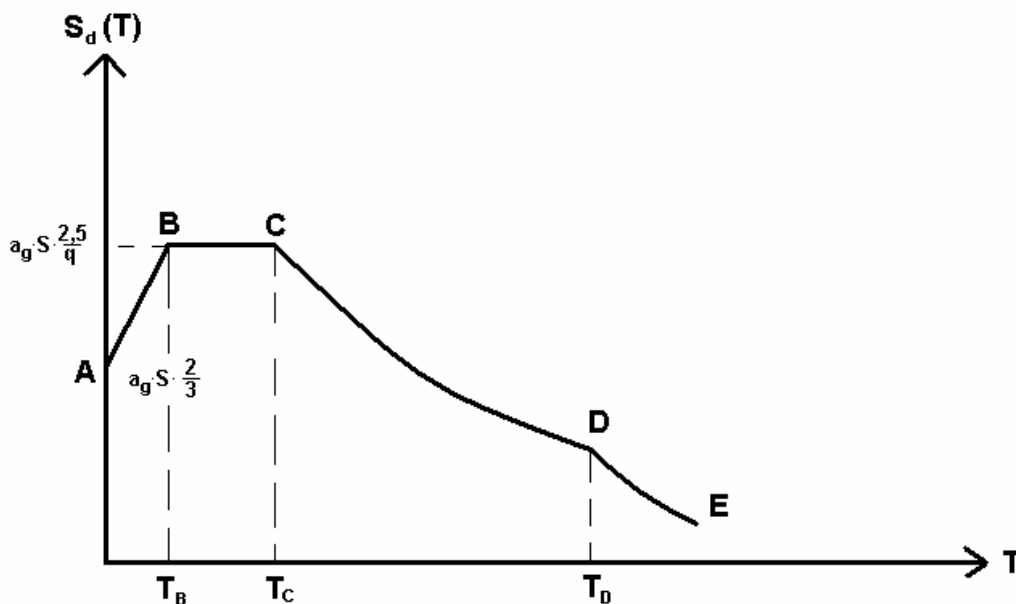


Bild A 3: Antwortspektrum nach EN 1998-1, entnommen aus [87]

B.2.5.) Erdbebenkraft

Die Berechnung der Erdbebenkraft kann entweder mit der Querkraft-Methode (Lateral Force Method) oder mit der modalen Antwortspektrummethode (Modal Response Spectrum Analysis) erfolgen. Diese sind in der EN 1998-1 unter Punkt 4.3.3.2 respektive 4.3.3.3 geregelt.

Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren:

Die Bedingung für die Anwendung dieser Methode ist, dass die höheren Eigenfrequenzen bzw. Eigenformen nur einen geringen Einfluss auf die Gesamtkonstruktion besitzen. Diese Bedingung lässt sich durch eine Schranke der Grundeigenfrequenz $T_1 \leq 4 \cdot T_C$ oder $T_1 \leq 2,0$ [sec] bestimmen, wobei der kleinere Wert maßgebend ist. In diesem Fall sind die höheren Eigenformen vernachlässigbar.

Die gesamte Erdbeben-Ersatzkraft ermittelt sich aus

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{A37})$$

, wobei m die seismisch beanspruchte Gesamtmasse mit

$$m = \sum_i G_i + \psi_{E,i} \cdot Q_i \quad (\text{A38})$$

entspricht.

In Gleichung (A38) sind die einzusetzenden Koeffizienten folgendermaßen definiert:

G_i ... ständige Last des i-ten Geschoßes

Q_i ... Nutzlast des i-ten Geschoßes

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$.. Kombinationsbeiwert abhängig von der Nutzung und Nutzlastart

(für Dächer $\varphi=1$; für Decken $\varphi=0,8$)

(für Wind + Schnee $\psi_{2,i}=0$; für Decken abh. v. d. Nutzungsart $\psi_{2,i}=0,3$ bis $0,6$)

$\lambda=0,85$ wenn $T_1 \leq 2T_C$ und das Bauwerk mehr als zwei Geschoße besitzt, für

alle anderen Fälle ist $\lambda=1$ anzusetzen.

Die Verteilung der Ersatzkräfte auf die einzelnen Geschoßniveaus wird in der Norm EN 1998-1 mittels

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (\text{A39})$$

definiert, wobei s_i die Geschoßverschiebung der einzelnen Stockwerksmassen m_i in der ersten Eigenform darstellt.

Falls die Beschreibung der ersten Eigenform durch eine Gerade approximiert wird, vereinfacht sich die obige Gleichung zu

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}, \quad (\text{A40})$$

wobei z_i die vertikale Kote der Geschoße über der Gründungsebene beschreibt.

Modales Antwortspektrumverfahren:

Bei dieser Methode sind mehrere Schwingformen zu berücksichtigen. Es sind insofern alle Eigenformen in die Berechnung zu inkludieren, die einen wesentlichen Einfluss zur Belastung liefern. Dies kann durch den Nachweis erfolgen, dass alle effektiven modalen Massen mit mehr als 5% der Gesamtmasse berücksichtigt werden oder durch den Nachweis, dass die Summe aller berücksichtigten modalen Massen mindestens 90% der Gesamtmasse des Gebäudes beträgt.

Die Antwort von zwei Eigenformen i und j (inkludiert Translations- und Torsionseigenformen) sollte unabhängig voneinander berücksichtigt werden, wenn die Eigenperioden der Moden T_i und T_j die Bedingung $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$ erfüllt. Die Einwirkungen werden schließlich mittels SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) oder CQC (Complete Quadratic Combination) Methode kombiniert.

B.2.6.) Besondere Regeln für Mauerwerksbauten

In Pkt. 9 des Eurocodes EN 1998-1 [87] sind die besonderen Regeln für Mauerwerksbauten dokumentiert. Bauwerke aus unbewehrtem Mauerwerk dürfen nur in Gebieten ausgeführt werden, die die Bodenbeschleunigung $a_{g,URM}$ nicht überschreiten. Der empfohlene Wert beträgt $a_{g,URM} \leq 0,20$ g. Es sind unter anderem Mindestfestigkeiten gefordert, die je nach nationalem Anhang unterschiedlich sein können. Bei der Tragwerksberechnung darf die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit mit 50% der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden. Weiters muss die Verbindung zwischen Decken und Wänden durch Stahlanker oder Stahlbetonringbalken erfolgen wobei die Decken eine Scheibenwirkung besitzen müssen.

Die Schubwände müssen in mindestens zwei orthogonalen Richtungen vorgesehen sein und den empfohlenen geometrischen Bedingungen nach Tabelle 9.1 der EN 1998-1 (Auszug siehe [87]) genügen.

Mauerwerksart	$t_{ef,min}$ [mm]	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Unbewehrt, aus natürlichen Mauersteinen	350	9	0,5
Unbewehrt, aus beliebigen Mauersteinen	240	12	0,4
Unbewehrt, aus beliebigen Mauersteinen (bei geringer Seismizität)	170	15	0,35
Eingefasstes Mauerwerk	240	15	0,3
mit: t_{ef} ...effektive Wanddicke h_{ef} ...effektive Höhe der Wand hgrößere lichte Höhe der an die Wand angrenzenden Öffnungen lLänge der Wand			

Tabelle A 5: Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände, gemäß [87]

Es sollten weiters horizontale Stahlbetonbalken oder alternativ Stahllanker in der Wandebene in der Höhe jeder Decke und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m vorgesehen werden. Diese Balken oder Ringanker sollten über den gesamten Umfang des Gebäudes durchlaufende Verbindungsbauteile mit einer Mindestlängsbewehrung von 2,0 cm², darstellen.

Des Weiteren werden im Eurocode EN 1998-1 [87] unter 9.7 spezielle Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ angegeben. Für „einfache Mauerwerksbauten“ ist ein expliziter Sicherheitsnachweis nicht zwingend vorgeschrieben.

- Es werden Mindestlängen und Mindestmengen von Schubwänden in Abhängigkeit von den Geschoßflächen, Anzahl der Geschoße und Erdbebenstärke vorgeschrieben.
- Der Gebäudegrundriss sollte annähernd rechteckig sein.
- Das Grundrissverhältnis zwischen der kürzeren und längeren Bauwerksseite soll einen Mindestwert nicht unterschreiten. Der empfohlene Mindestwert beträgt 0,25.

- Die Fläche der projizierten Abweichungen von der Rechteckform sollte nicht größer als der empfohlene Wert von 15% der gesamten Gebäudegrundrissfläche oberhalb der betrachteten Ebene sein
- Die Schubwände müssen in mindestens zwei orthogonalen Richtungen vorgesehen sein und bestimmte Abstände einhalten
- Schubwände sollten über alle Geschosse von der Gründung bis zum Dach durchgehen.
- Massenunterschiede zwischen aufeinanderfolgenden Geschossen müssen beschränkt sein.
- Mindestens 75 % der Vertikallasten sollten von den Schubwänden getragen sein.
- In Zonen geringer Seismizität dürfen sich die geforderten Wandlängen als Summe der Längen von durch Öffnungen getrennten Schubwänden in einer Achse ergeben. In diesem Fall sollte mindestens eine Schubwand in jeder Richtung die geforderte Länge aufweisen.
- Für unbewehrte Mauerwerksbauten sollten die Schubwände in einer Richtung mit Wänden in der dazu orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m verbunden werden.

Anhang C.) Numerisches Beispiel für den Einfluss der Schlankheit der Wände

C.1.) Allgemeines

In diesem Anhang wird mit dem Materialmodell nach Kapitel 5 bzw. Kapitel 7 untersucht, inwiefern sich die Schlankheit bei sehr weit gespannten unbewehrten Mauerwerkswänden auf deren Tragverhalten auswirkt. Die Wände bestehen aus einer Dicke von $t=20$ cm und sind sowohl am Fußpunkt als auch seitlich gelagert. Um einen Vergleich bewerkstelligen zu können, wird eine Wand mit einer Spannweite von $l=3,0$ m modelliert und die andere mit $l=5,0$ m. Beide Wände besitzen eine Höhe von $h=2,5$ m. Es werden die Ergebnisse der kürzeren als auch der längeren Wand gegenübergestellt.

Die Mauerwerkswände werden mit Vollsteinen der Länge $l=0,25$ m, der Höhe $h=0,06$ m und der Lagerfugendicke $d=0,01$ m modelliert. Der Elastizitätsmodul normal zur Lagerfuge wird mit $E_{\text{vert}}=3,00 \cdot 10^8$ N/m² angenommen. Dies entspricht einem Elastizitätsmodul parallel zur Lagerfuge von $E_{\text{horiz}}=2,18 \cdot 10^8$ N/m². Die Druckfestigkeit orthogonal zu den Lagerfugen wird mit $f_{\text{vert}}=2,0 \cdot 10^6$ N/m² berücksichtigt. Die weiteren zur Berechnung benötigten Festigkeitswerte werden automatisch mit den in Kapitel 6 beschriebenen Methoden ermittelt. Hierbei wird die „Variante II“ (siehe Kapitel 7.3) des implementierten Computerprogramms verwendet. Das spezifische Gewicht beträgt $\rho=1900$ kg/m³.

Für die Finite Elemente Analyse werden die Wände mit dem Element Shell 63 von ANSYS modelliert (siehe Kapitel 8.3). Die Elementgröße beträgt hierbei 0,40 m. Die Vernetzung erfolgte automatisch, mit der in ANSYS verfügbaren Funktion, „Free Meshing“ [1]. Hierbei erfolgt die Aufteilung der Elemente gleichmäßig und ohne Restriktionen in Hinsicht auf spezielle Anordnung und Form über eine Fläche.

In den nachfolgenden Berechnungen repräsentiert die Z-Achse, die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen. Im vorher beschriebenen Materialmodell (Kapitel 5) wird die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen als X-Richtung bezeichnet. Die Verdrehung der Achsen wird für die weiterführende Analyse berücksichtigt.

C.2.) Modale Analyse

Anschließend wird im Rechenmodell eine modale Analyse durchgeführt um die modalen Parameter zu berechnen (siehe Kapitel 10.5). Nachfolgend werden die Eigenformen und Eigenfrequenzen zufolge der modalen Analyse in Bild A 4 - Bild A 8 präsentiert.

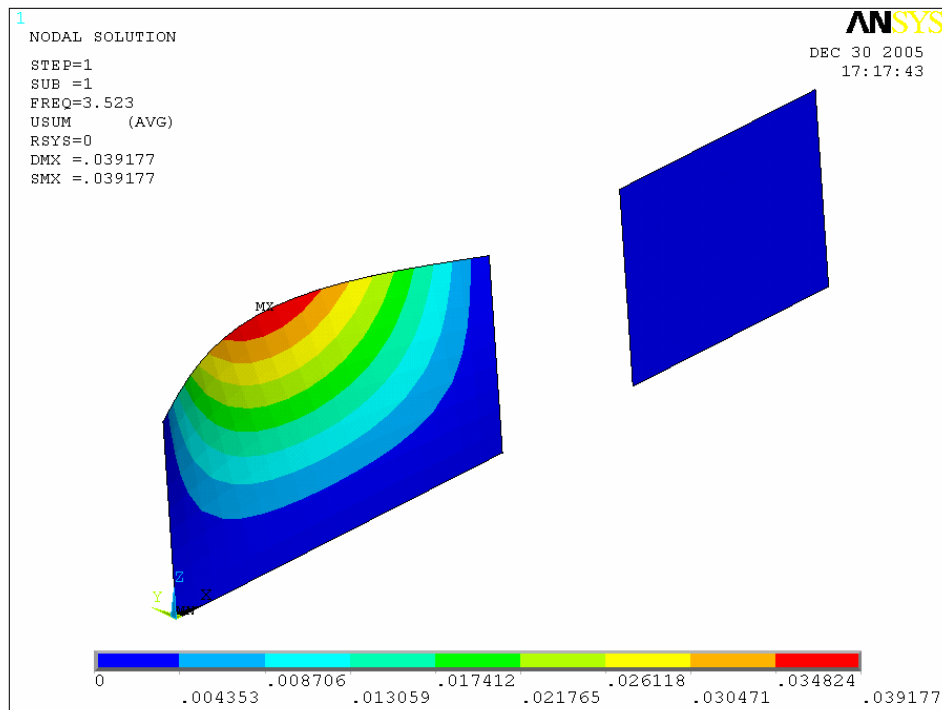


Bild A 4: Erste Eigenform der „langen“ Wand bei $f_1 = 3,52$ Hz

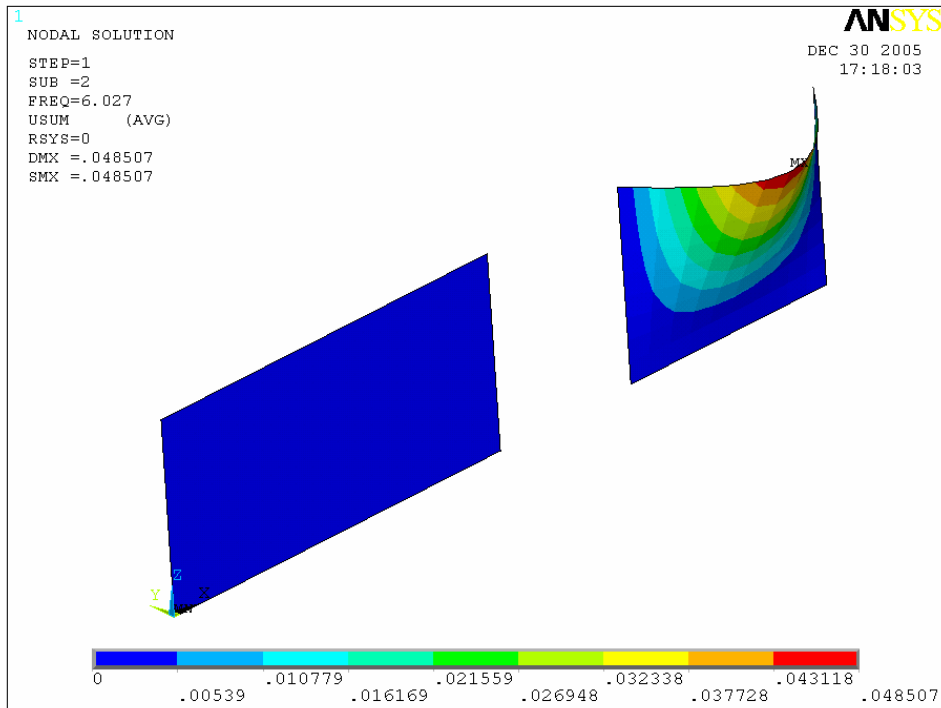


Bild A 5: Erste Eigenform der „kurzen“ Wand bei $f_1 = 6,03$ Hz

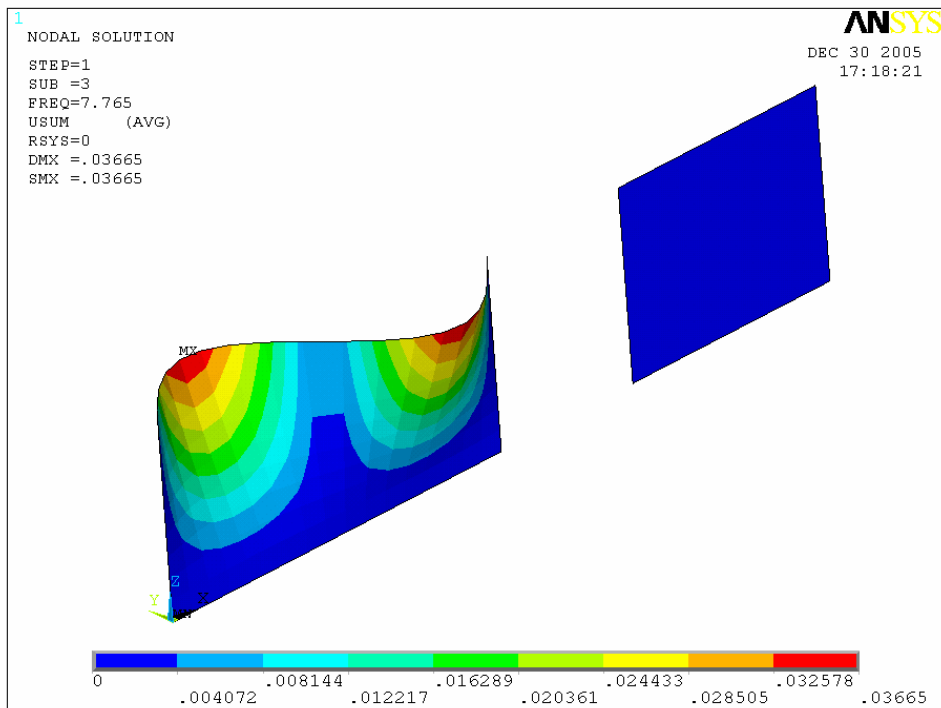


Bild A 6: Zweite Eigenform der „langen“ Wand bei $f_2 = 7,76$ Hz

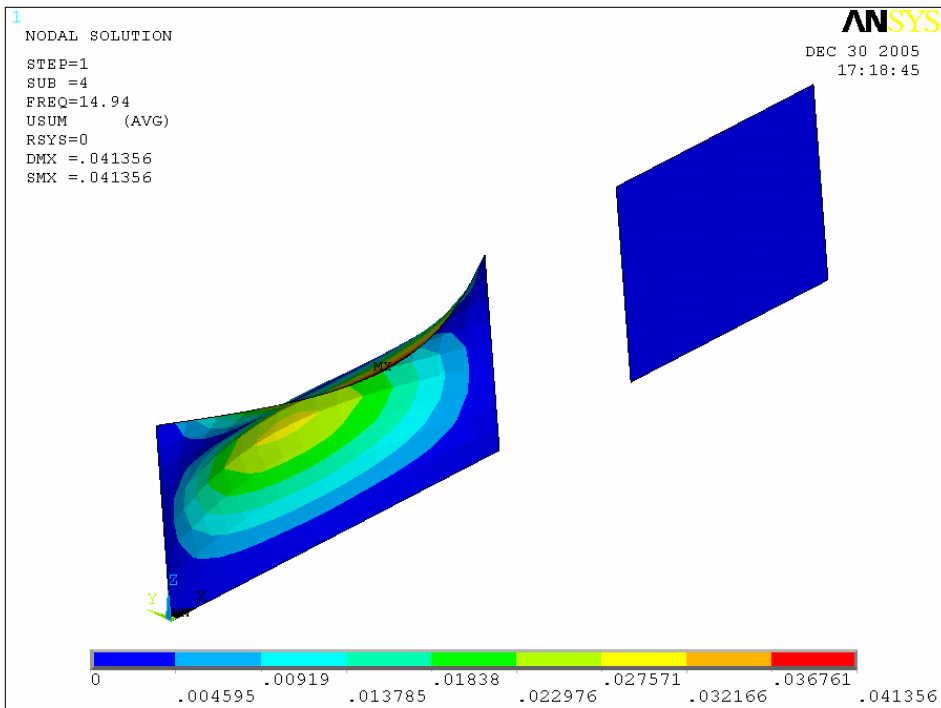


Bild A 7: Dritte Eigenform der „langen“ Wand bei $f_3 = 14,94$ Hz

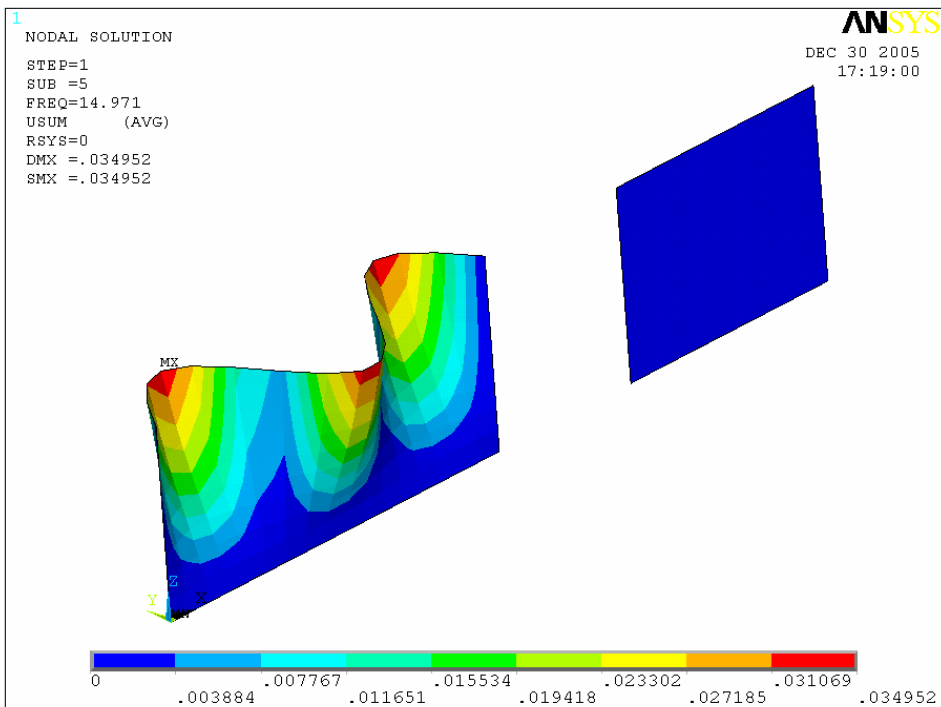


Bild A 8: Vierte Eigenform der „langen“ Wand bei $f_4 = 14,97$ Hz

C.3.) Erdbebenanalyse

Zur Beurteilung der Erdbebensicherheit wird eine Analyse mit dem Antwortspektrumverfahren zufolge ÖNORM B4015 [90] durchgeführt, wobei die Baugrundklasse 2 und eine effektive Bodenbeschleunigung von $a_h = 0,98 \text{ m/s}^2$ ($\varepsilon=0,1$) angenommen wird. Das Erdbeben wirkt in die Y-Richtung (siehe Bild A 4). Die Y-Richtung ist die Richtung quer zur Wandebene. Da das Modell nur für Spannungen in der Wandebene konzipiert ist, werden hierbei auch nur diese Spannungen berücksichtigt. Nachfolgend sind die auftretenden Spannungen und Verformungen zufolge des Erdbebenlastfalls abgebildet.

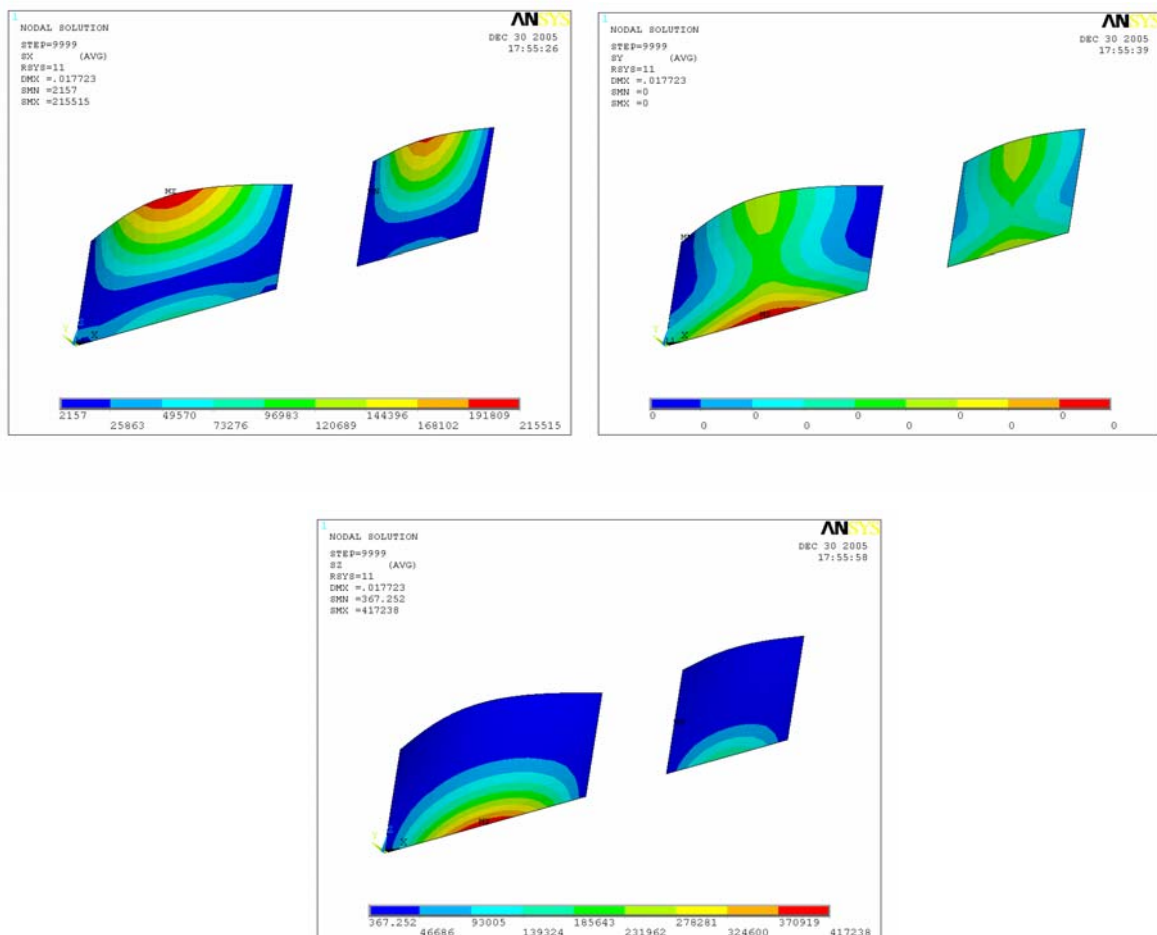


Bild A 9: Darstellung der Normalspannungen zufolge Erdbebenlastfallkombination (links oben σ_x ; rechts oben σ_y ; unten σ_z) [N/m²]

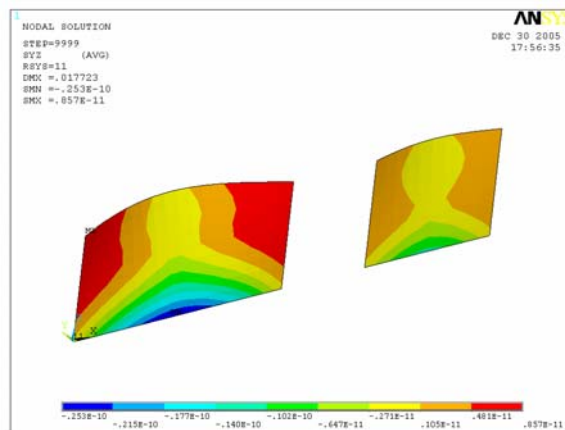
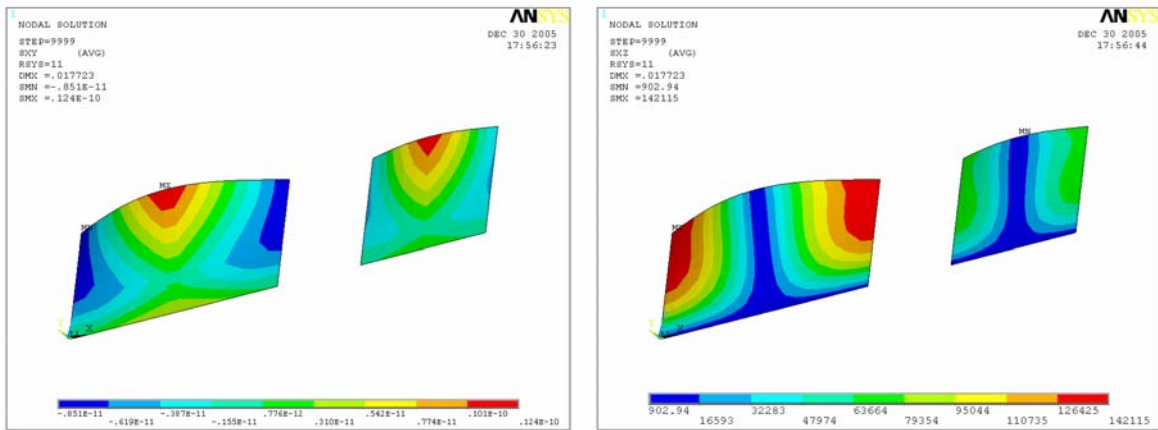


Bild A 10: Darstellung der Schubspannungen zufolge Erdbebenlastfallkombination (links oben τ_{XY} ; rechts oben τ_{XZ} ; unten τ_{YZ}) [N/m²]

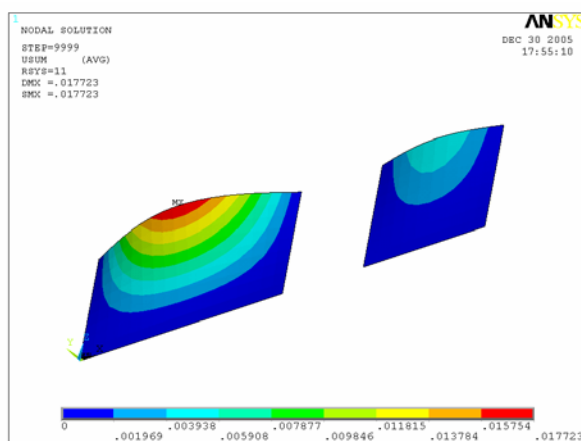


Bild A 11: Darstellung der Verformungen zufolge Erdbebenlastfallkombination [m]

C.4.) Risskriterien

Nachfolgend sind die ermittelten Risse im Mauerwerk dargestellt. Hierbei wird das in den vorangehenden Kapiteln analytisch beschriebene Material-/Bruchmodell anhand einer praktischen Anwendung demonstriert, wobei die unterer Skala in den Abbildungen die Anzahl der verletzten Kriterien darstellt (5, rot, für keine Risse und 0, blau, dass alle Kriterien überschritten werden).

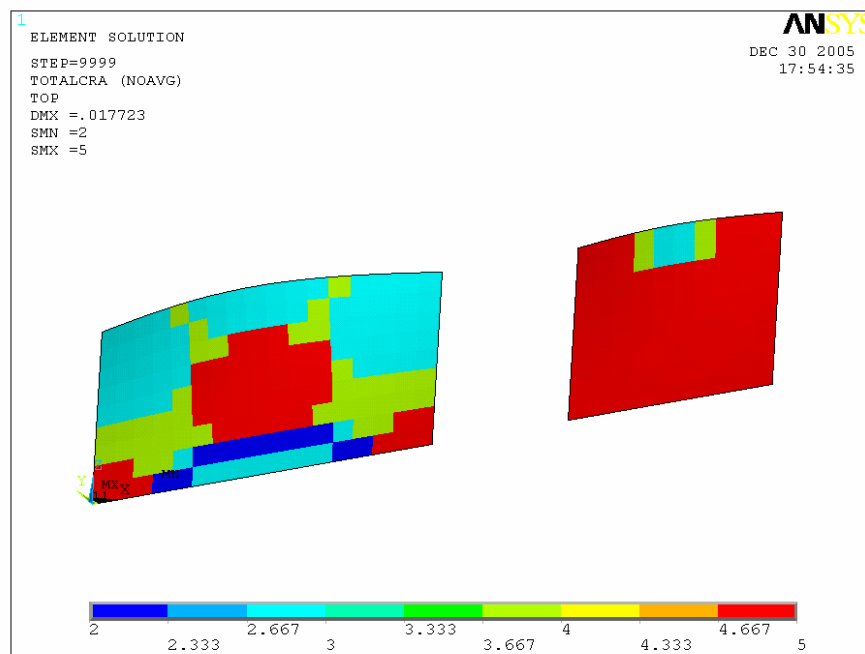


Bild A 12: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums

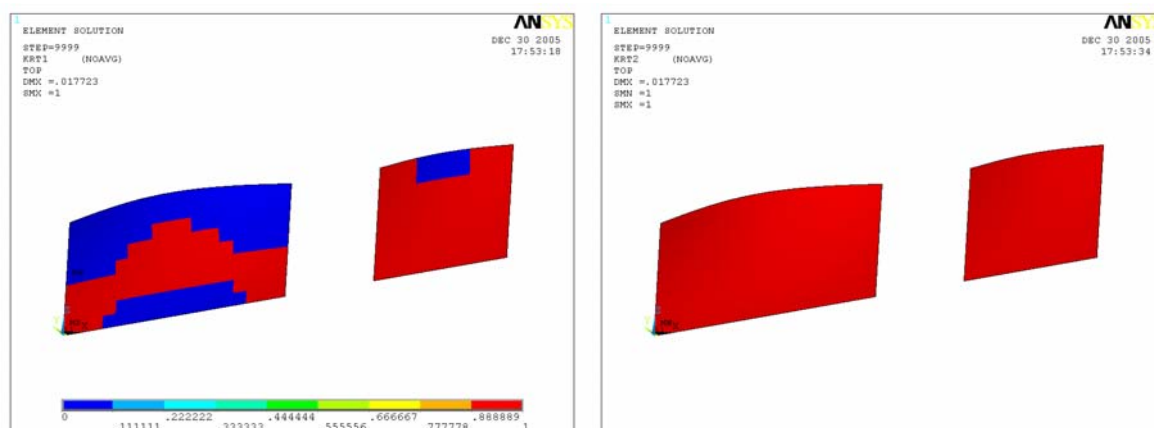


Bild A 13: Versagensbild zufolge Kriterium 1 (links) und Kriterium 2 (rechts)

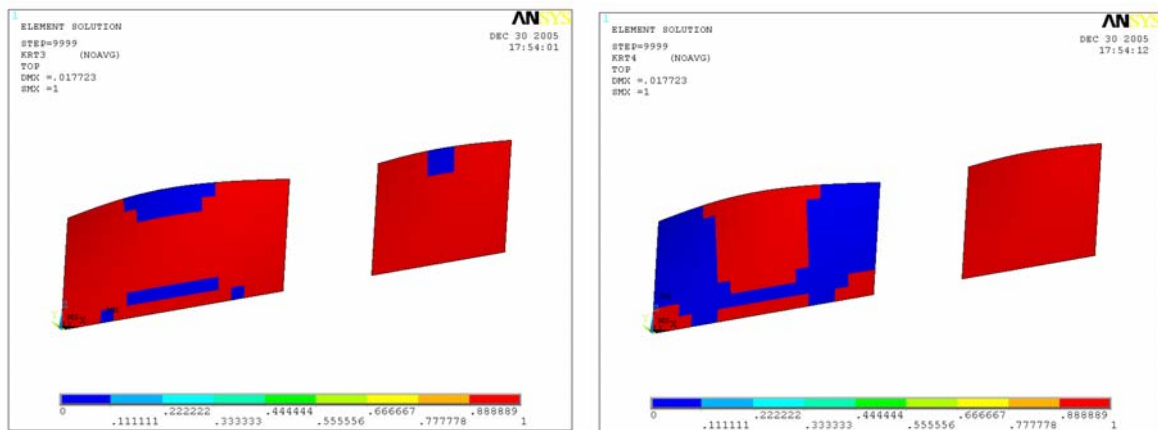


Bild A 14: Versagensbild zufolge Kriterium 3 (links) und Kriterium 4 (rechts)

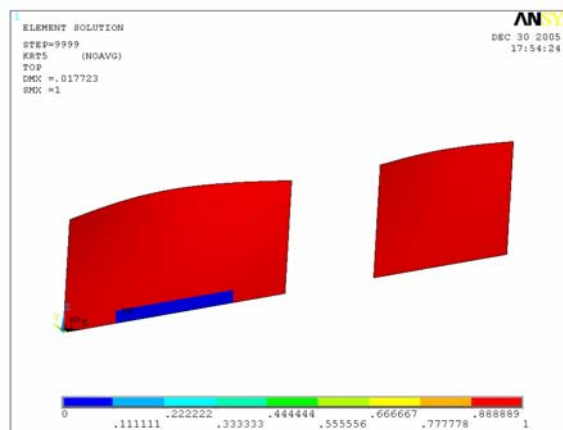


Bild A 15: Versagensbild zufolge Kriterium 5

C.5.) Resümee

Es ist sowohl anhand von den auftretenden Spannungen (Bild A 9 - Bild A 10), als auch an den Risskriterien (Bild A 12 - Bild A 15) zu erkennen, dass unter der gleichen Erdbebenbelastung die längere Wand mehr Schäden erleidet. Der Grund hierfür liegt in der Schlankheit, womit die längere Wand höheren Kräften ausgesetzt ist und auch größere Verformungen (Bild A 11) erfährt.

Anhang D.) Numerisches Beispiel für den Einfluss von weichen Geschoßdecken

In diesem Anhang wird mit dem Materialmodell Kapitel 5 bzw. Kapitel 7 untersucht, inwiefern sich weiche bzw. einachsig gespannte Geschoßdecken auf das Mauerwerk auswirken. Als Beispiel wird ein dreigeschossiges Gebäude, bestehend aus unbewehrten Mauerwerkswänden, untersucht, welche mit einachsig gespannten Holztramdecken und im Vergleich dazu mit rundum gelagerten Stahlbetondecken analysiert wird. Weiters ist eine Berechnung mit dem ursprünglichen Materialmodell nach Ganz [35], ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit, durchgeführt worden. Die Geometrie des Gebäudes ist dem Bild A 16 zu entnehmen. Die Mauerwerkswände werden mit Vollsteinen der Länge $l = 0,25$ m, der Höhe $h = 0,06$ m und der Lagerfugendicke $d = 0,01$ m modelliert. Der Elastizitätsmodul normal zur Lagerfuge wird mit $E_{\text{vert}} = 3,00 \cdot 10^8$ N/m² angenommen. Dies entspricht einem Elastizitätsmodul parallel zur Lagerfuge von $E_{\text{horiz}} = 2,18 \cdot 10^8$ N/m². Die Druckfestigkeit orthogonal zu den Lagerfugen wird mit $f_{\text{vert}} = 2,0 \cdot 10^6$ N/m² berücksichtigt. Die weiteren zur Berechnung benötigten Festigkeitswerte werden automatisch mit den in Kapitel 6 beschriebenen Methoden ermittelt. Hierbei wird die „Variante II“ (siehe Kapitel 7.3) des implementierten Computerprogramms verwendet. Das spezifische Gewicht beträgt $\rho = 1900$ kg/m³. Für die Finite Elemente Berechnung sind die Wände mit dem Element Shell 63 von ANSYS modelliert (siehe Kapitel 8.3) worden. Die durchschnittliche Elementgröße beträgt hierbei 0,40 m. Die Vernetzung erfolgt automatisch, mit der in ANSYS verfügbaren Funktion, „Free Meshing“ [1]. Hierbei erfolgt die Aufteilung der Elemente gleichmäßig und ohne Restriktionen in Hinsicht auf spezielle Anordnung und Form über eine Fläche. In den nachfolgenden Berechnungen repräsentiert die Z-Achse, die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen. Im vorher beschriebenen Materialmodell (Kapitel 5) wird die Richtung orthogonal zu den Lagerfugen als X-Richtung bezeichnet. Die Verdrehung der Achsen wird für die weiterführende Analyse berücksichtigt.

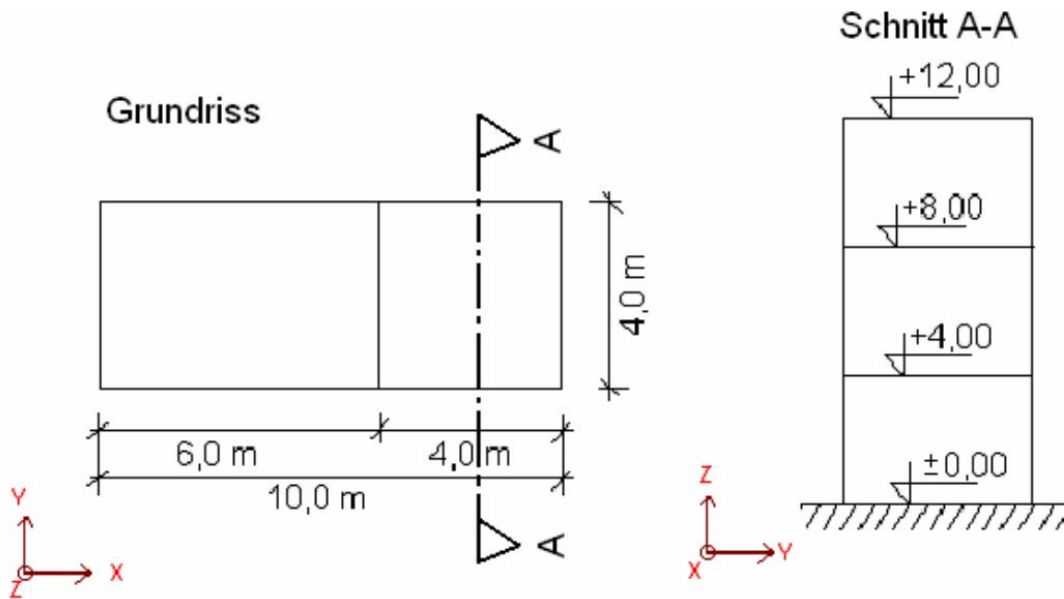


Bild A 16: Darstellung der Geometrie mit dazugehörigem Koordinatensystem

D.1.) Analyse unter Berücksichtigung von Holztramdecken

D.1.1.) Allgemeines

Nachfolgend wird das Gebäude mit Holztramdecken analysiert, wobei hierfür eine orthotrope Platte zur Berücksichtigung der einachsigen Tragfähigkeit im Finiten Elemente Rechenmodell, angenommen wird. Die Träme sind hierbei in die Y-Richtung laut Bild A 16 gespannt.

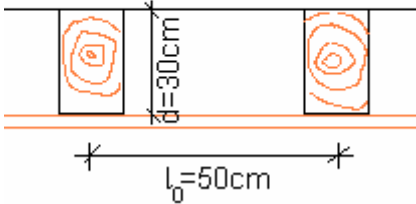
Holztramdecke	
$b=15\text{cm}$ 	
d [m]	0,30
b [m]	0,15
l_0 [m]	0,50
d_{eff} [m]	0,09
ρ [kg/m ³]	600
E_x [N/m ²]	$3 \cdot 10^8$
E_y [N/m ²]	$1 \cdot 10^{10}$
E_z [N/m ²]	$3 \cdot 10^8$
G [N/m ²]	$5 \cdot 10^8$
Aufbau [kN/m ²]	1,0
LWZ [kN/m ²]	1,0
$0,3 \cdot \text{NL}$ [kN/m ²]	0,6

Tabelle A 6: Mechanische Eigenschaften der Holztramdecken

D.1.2.) Statischer Lastfall

Nachfolgend sind die auftretenden Vertikalspannungen und die Verformungen zufolge des statischen Lastfalls (Eigengewicht) abgebildet.

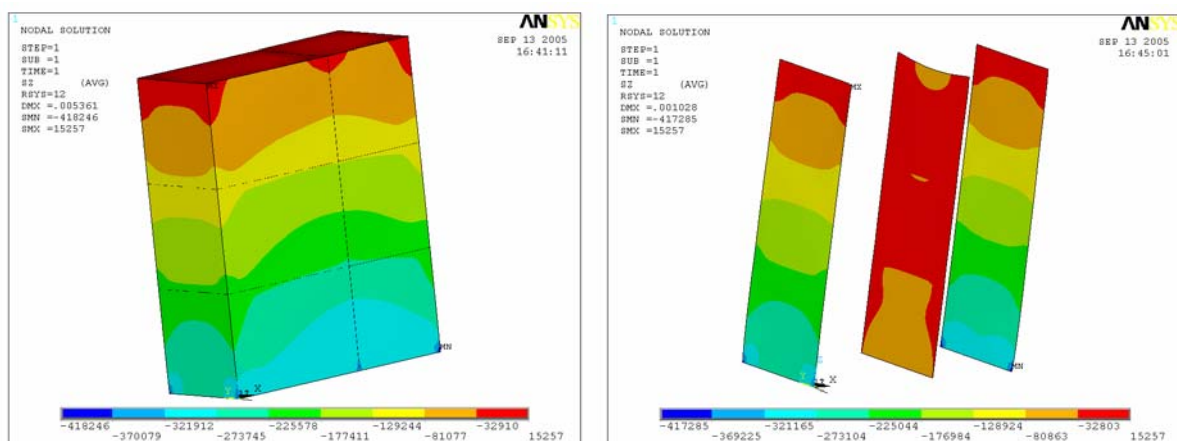


Bild A 17: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge dem statischen Lastfall [N/m²]

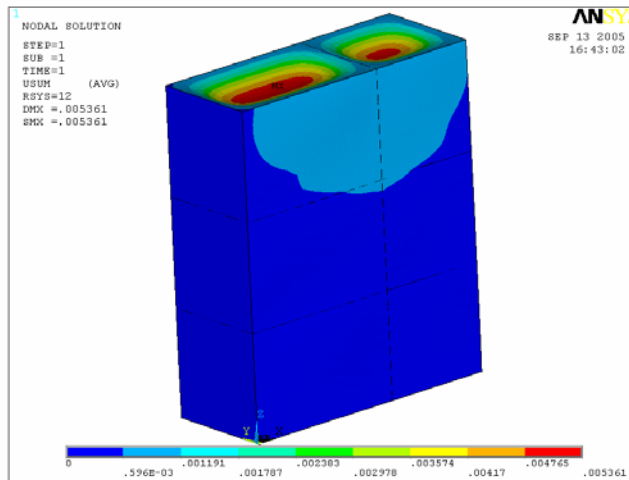


Bild A 18: Darstellung der Verformung zufolge dem statischen Lastfall [m]

D.1.3.) Modale Analyse

Anschließend wird im Rechenmodell eine modale Analyse durchgeführt um die modalen Parameter zu berechnen (siehe Kapitel 10.5). Nachfolgend werden die ermittelten Eigenformen mit den dazugehörigen Eigenfrequenzen des Gebäudes präsentiert.

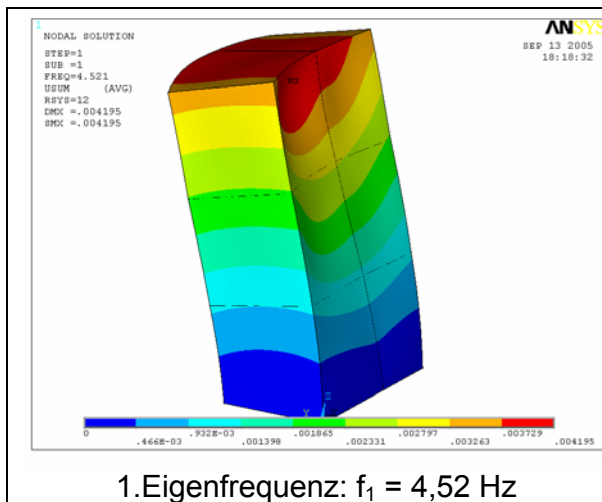


Bild A 19: 1. Eigenform

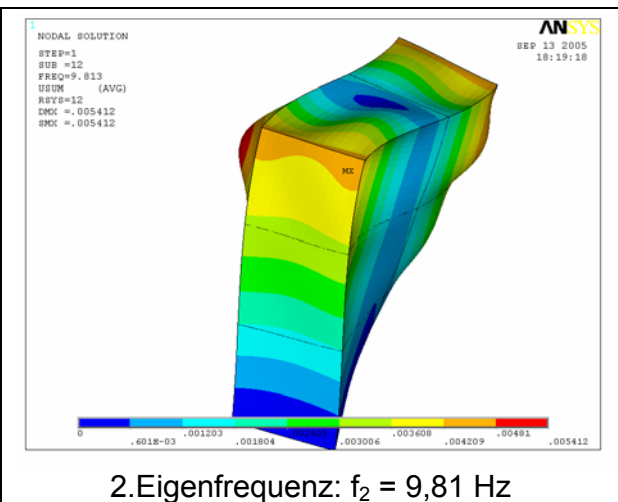


Bild A 20: 2. Eigenform

D.1.4.) Erdbebenanalyse

Es wird eine Beurteilung der Erdbebensicherheit mit dem Antwortspektrumverfahren zufolge der ÖNORM B4015 [90] durchgeführt, wobei die Parameter für Baugrundklasse 2 und eine effektive Bodenbeschleunigung von $a_n = 1,08 \text{ m/s}^2$ ($\varepsilon = 0,11$) gewählt werden. Das Erdbeben wirkt in die schwächere Gebäuderichtung, Y-Richtung (siehe Bild A 16). Der Lastfall des Antwortspektrums wird mit dem Lastfall der statischen Analyse kombiniert. Nachfolgend sind die auftretenden Vertikalspannungen und die Verformungen zufolge der Lastfallkombination abgebildet.

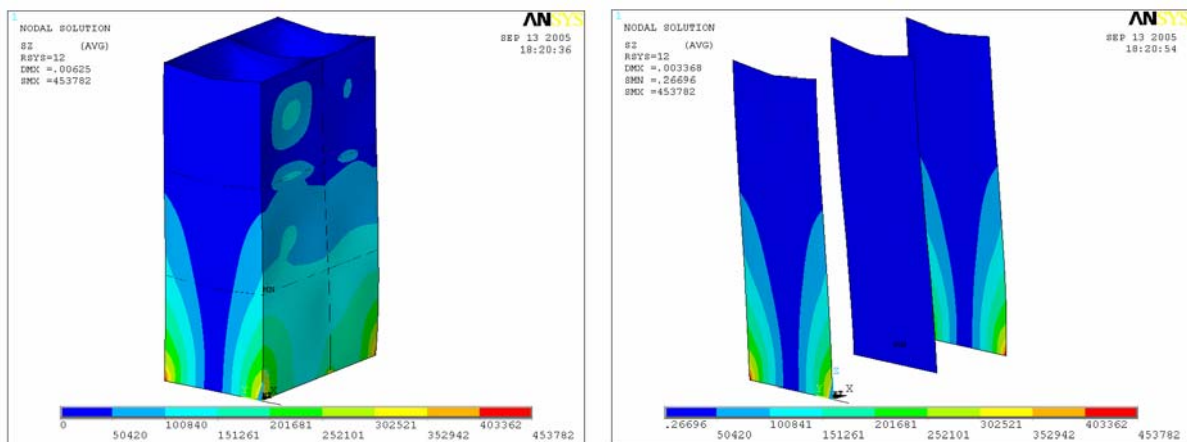


Bild A 21: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge Erdbebenlastfallkombination [N/m²]

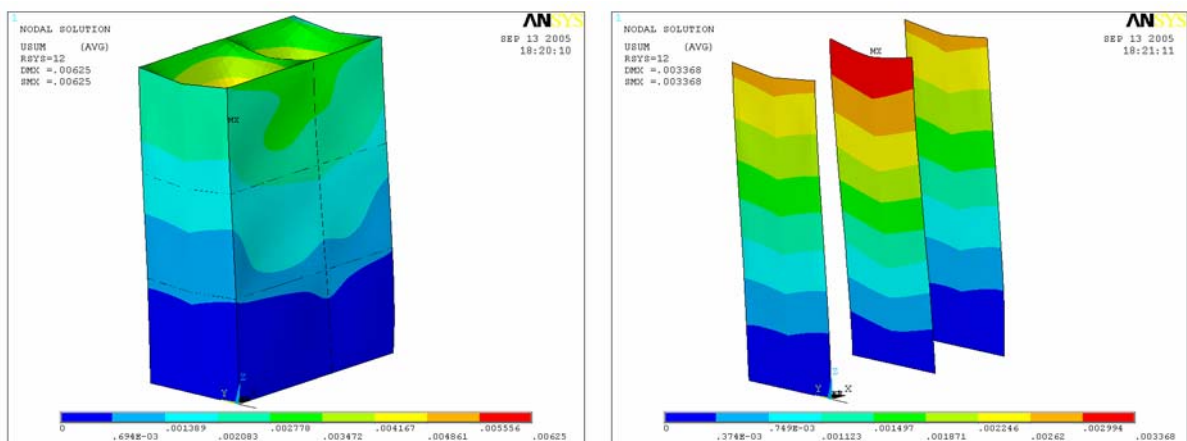


Bild A 22: Darstellung der Verformungen zufolge Erdbebenlastfallkombination [m]

D.1.5) Risskriterien mit Berücksichtigung der Zugfestigkeit

Anschließend sind die ermittelten Risse im Mauerwerk dargestellt. Hierbei wird das in den vorangehenden Kapiteln analytisch beschriebene Material-/Bruchmodell anhand einer praktischen Anwendung demonstriert, wobei die unterer Skala in den Abbildungen die Anzahl der verletzten Kriterien darstellt (5, rot, für keine Risse und 0, blau, dass alle Kriterien überschritten wurden).

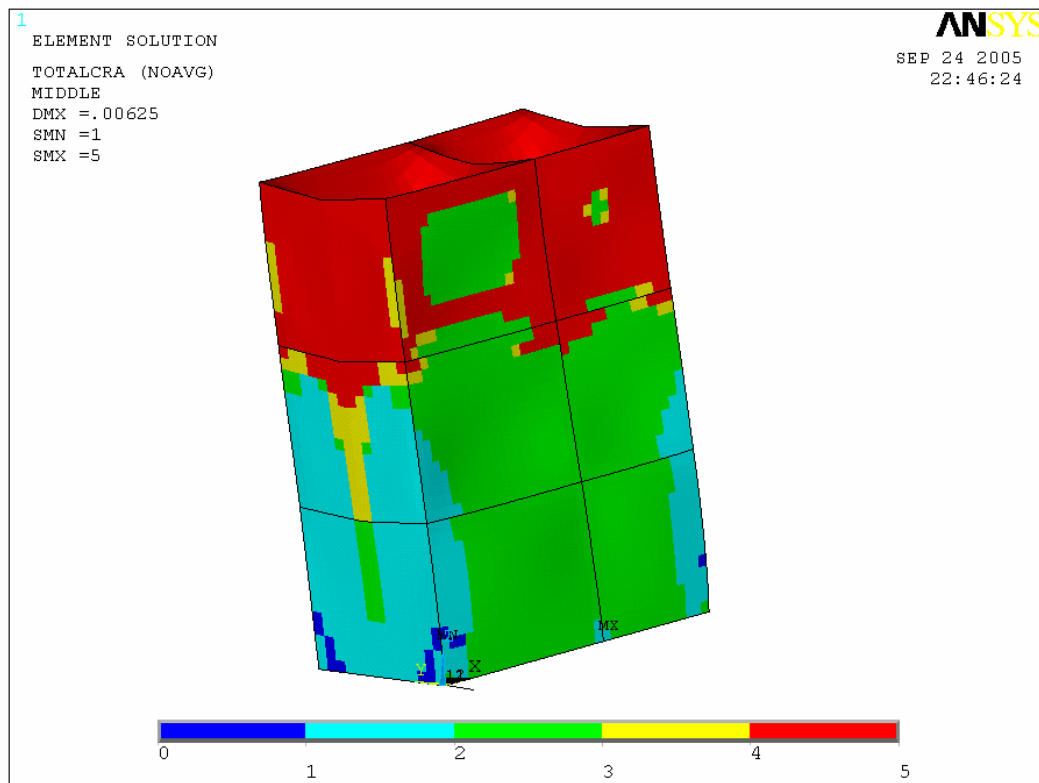


Bild A 23: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude

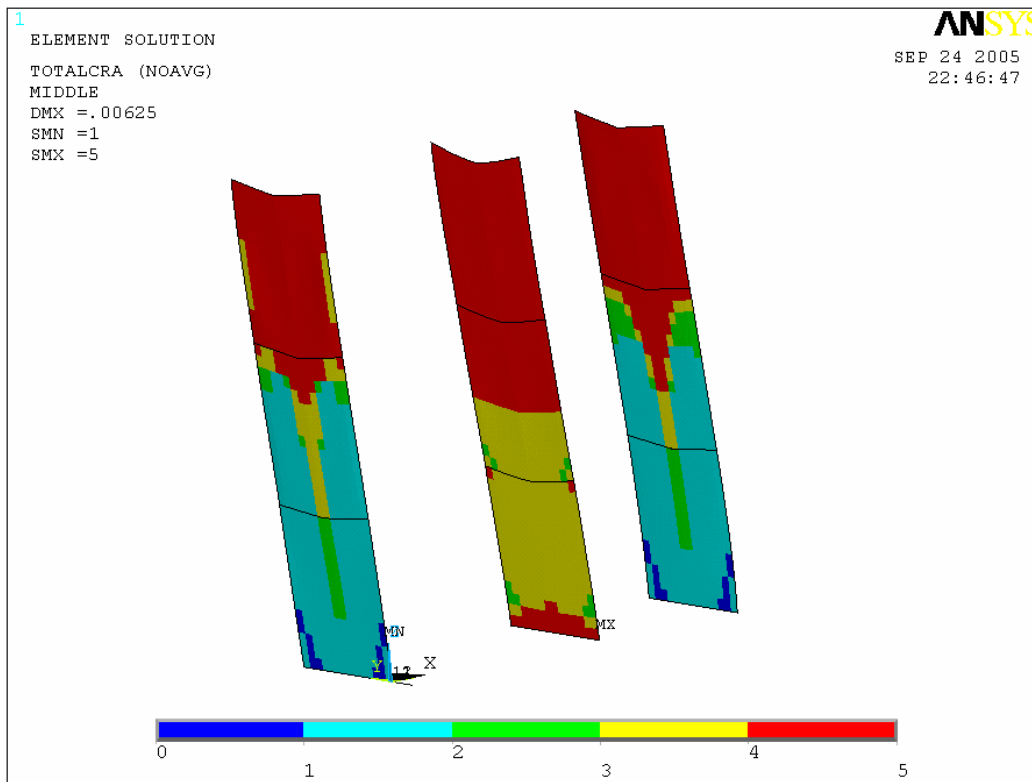


Bild A 24: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben

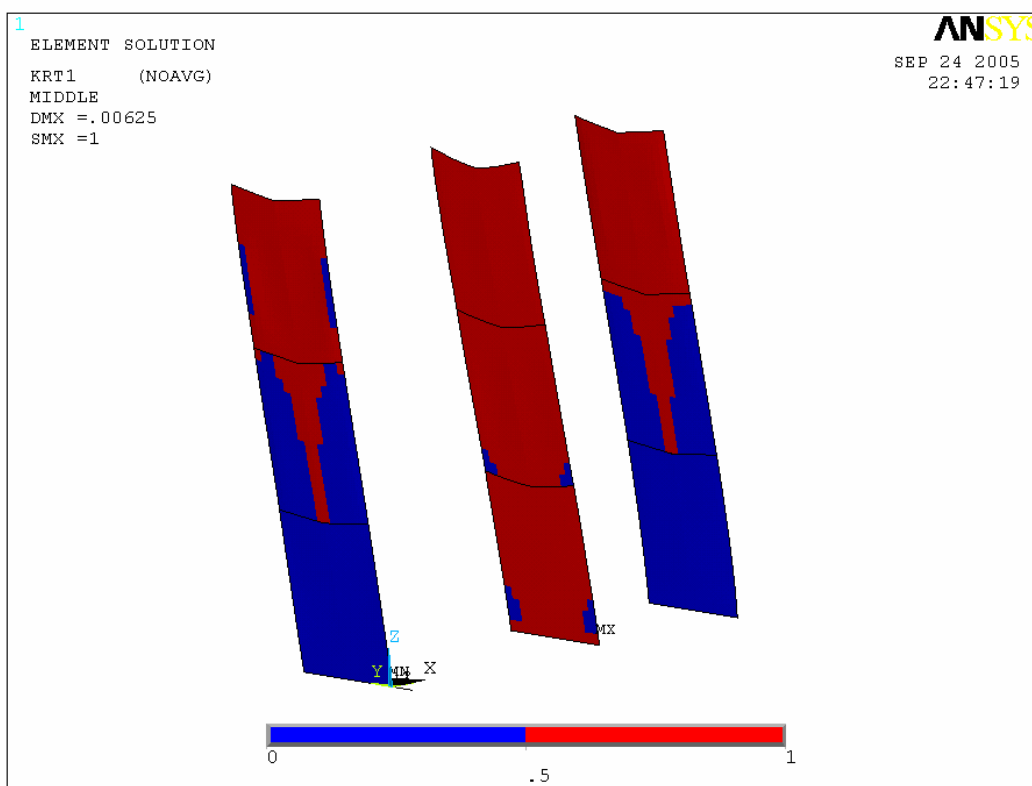


Bild A 25: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben

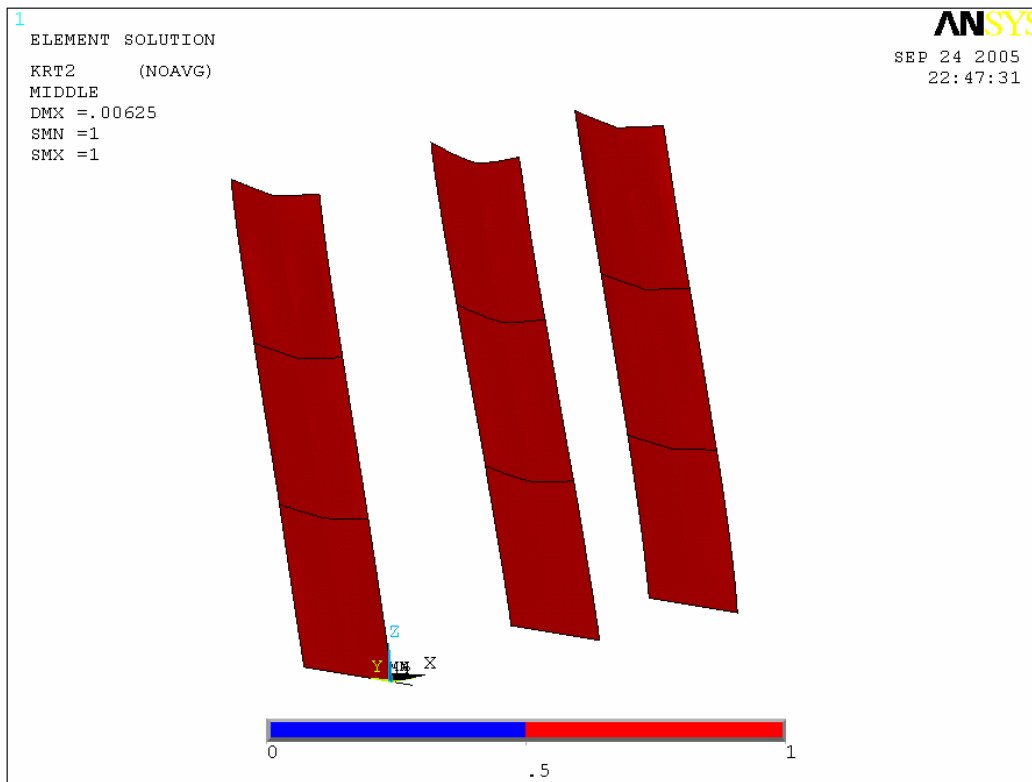


Bild A 26: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben

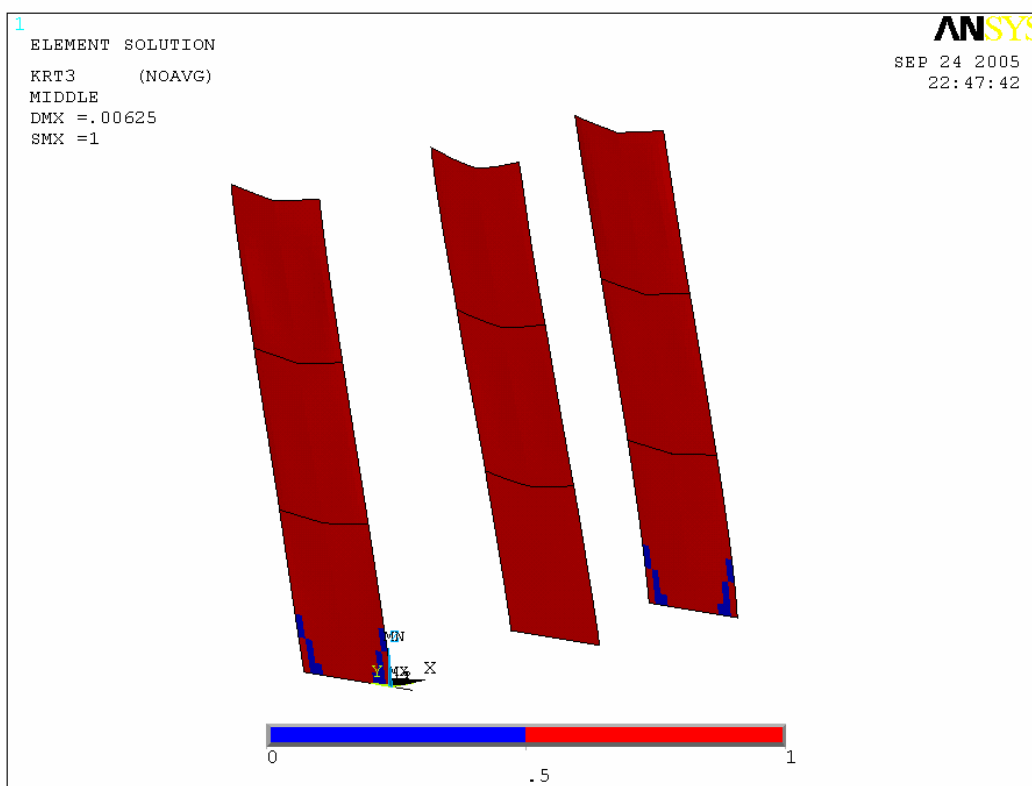


Bild A 27: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben

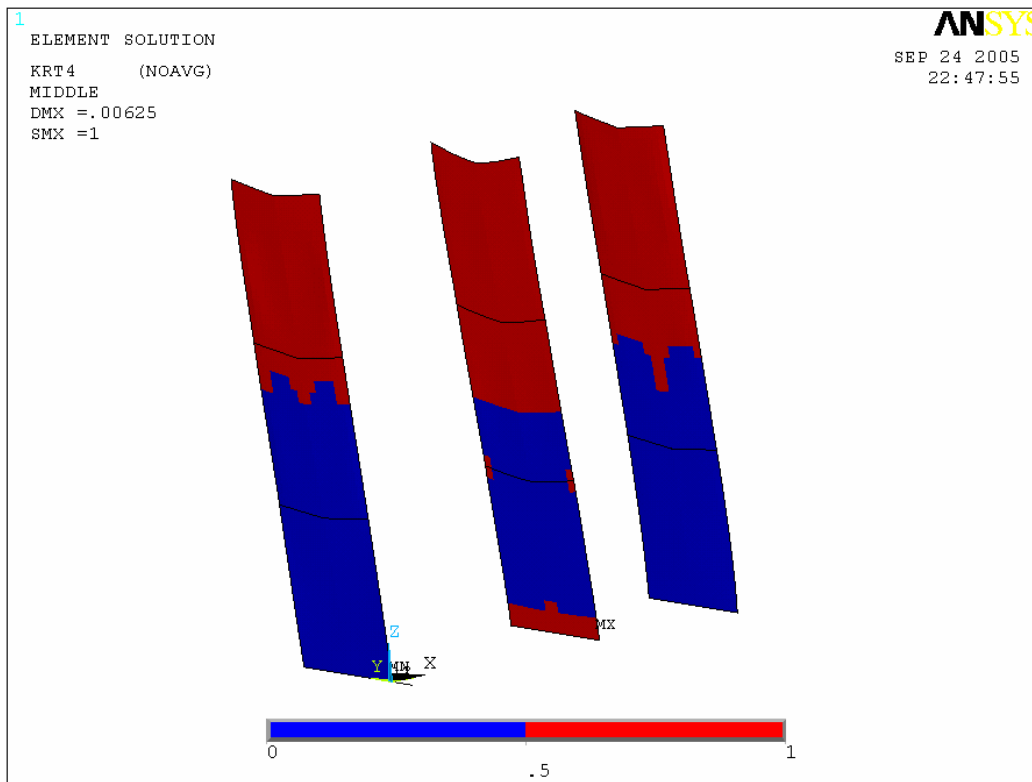


Bild A 28: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben

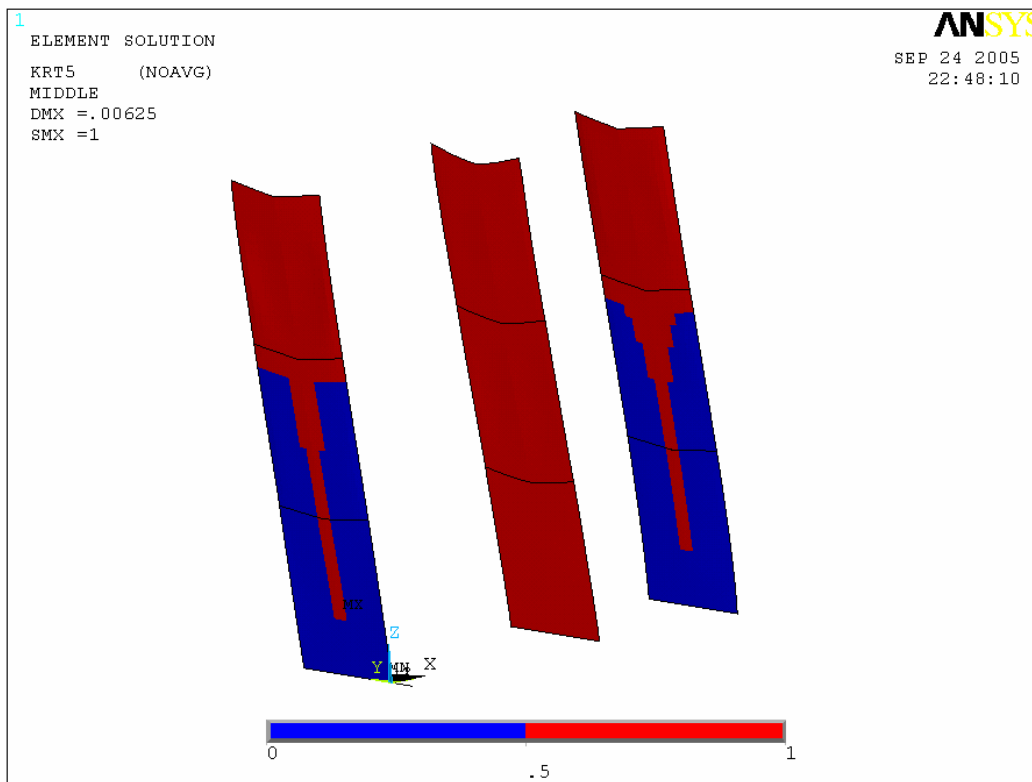


Bild A 29: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben

D.1.6.) Risskriterien ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit

Nachfolgend sind die ermittelten Risse im Mauerwerk zufolge des ursprünglichen Modells nach GANZ [35] ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit dargestellt.

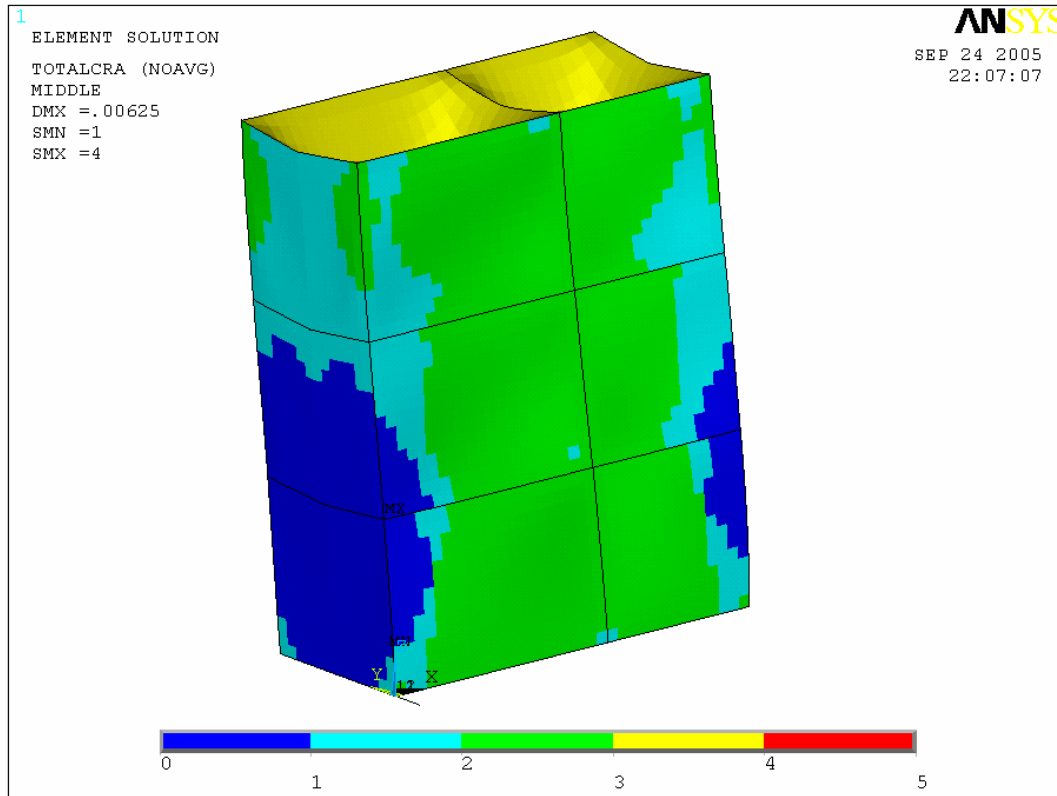


Bild A 30: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude

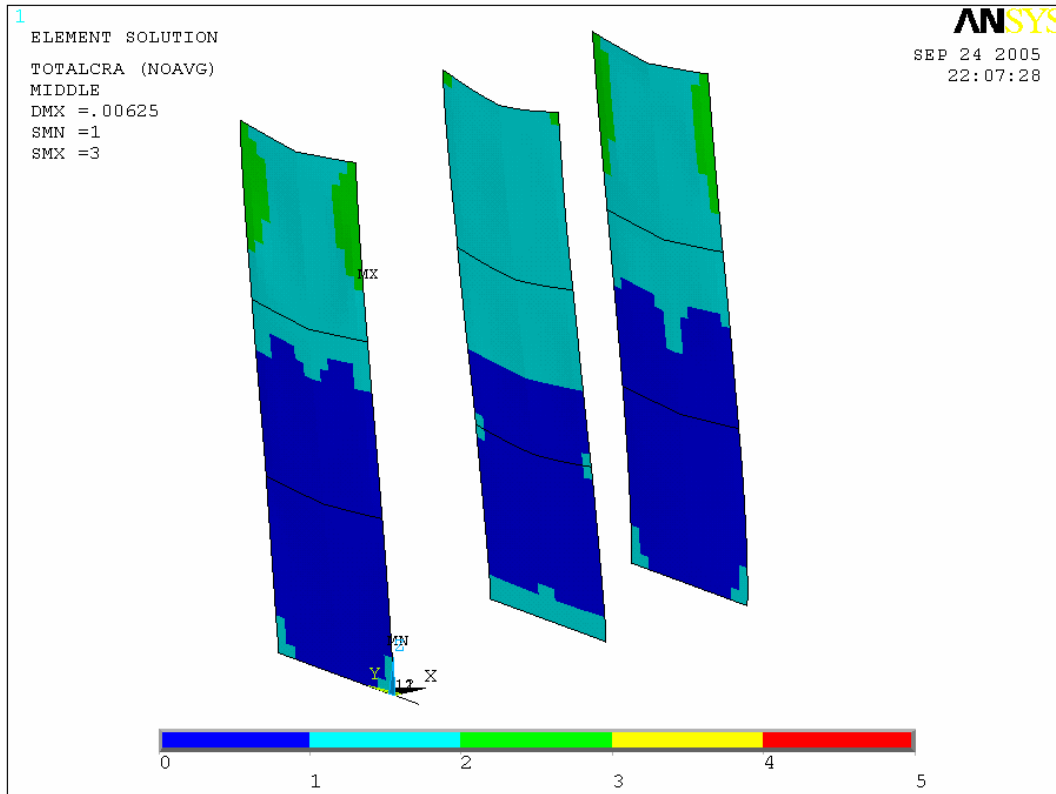


Bild A 31: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben

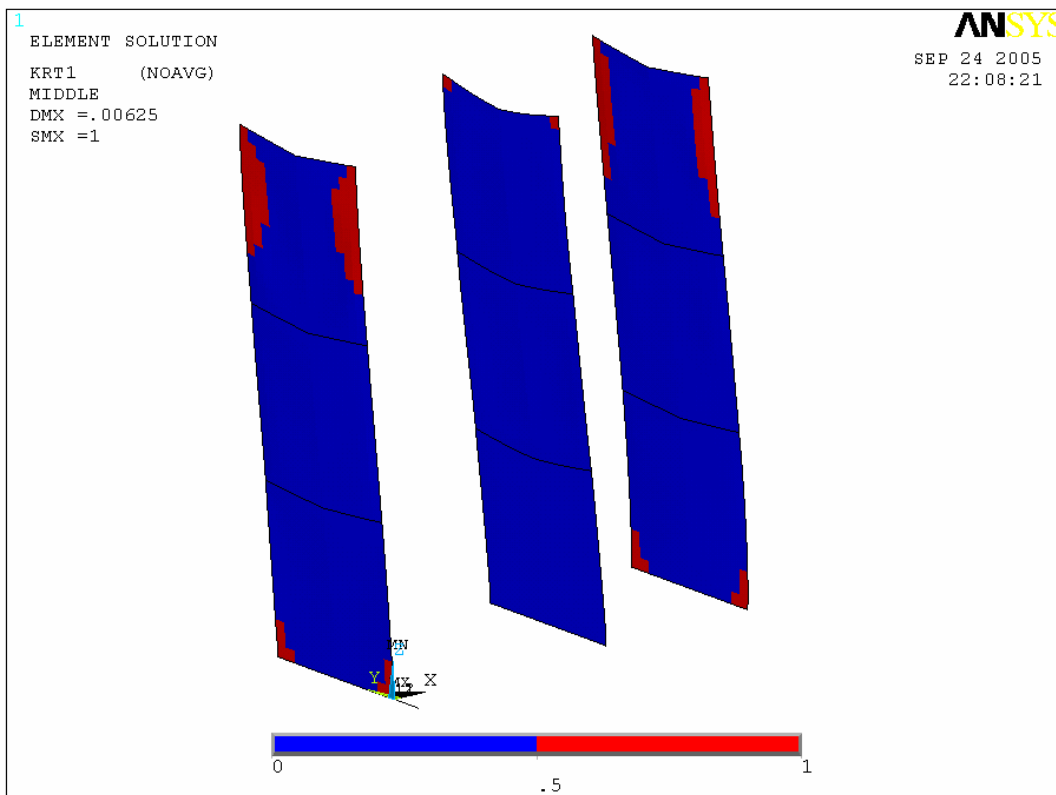


Bild A 32: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben

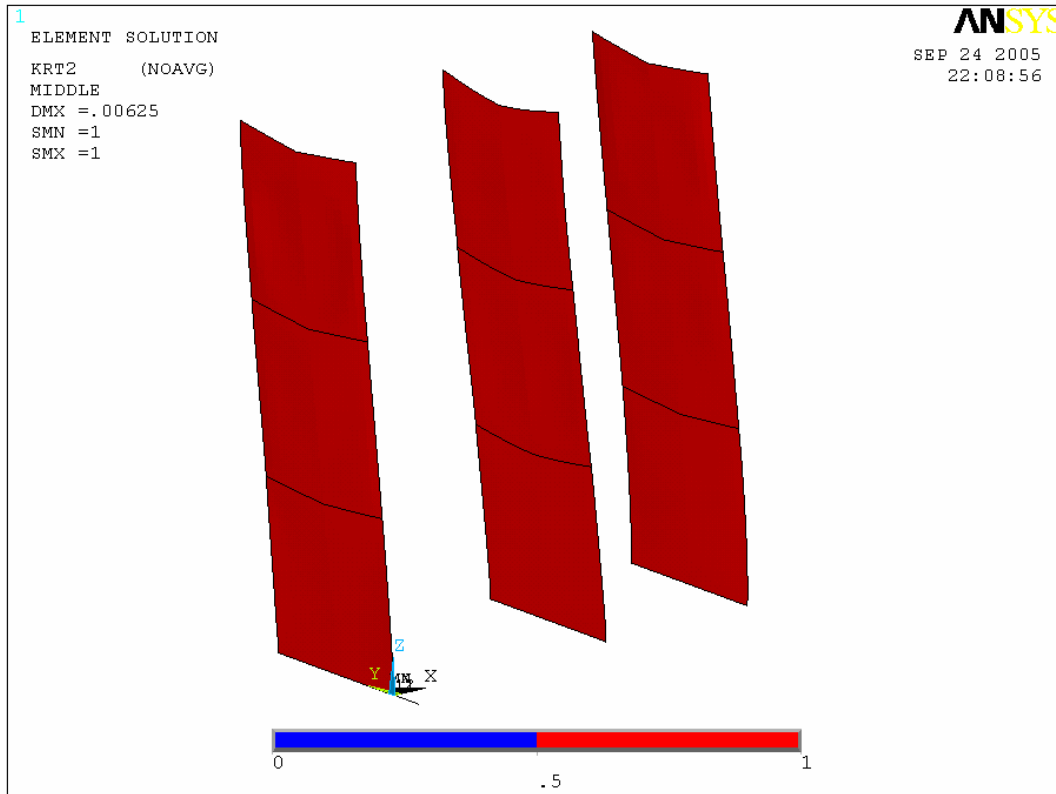


Bild A 33: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben

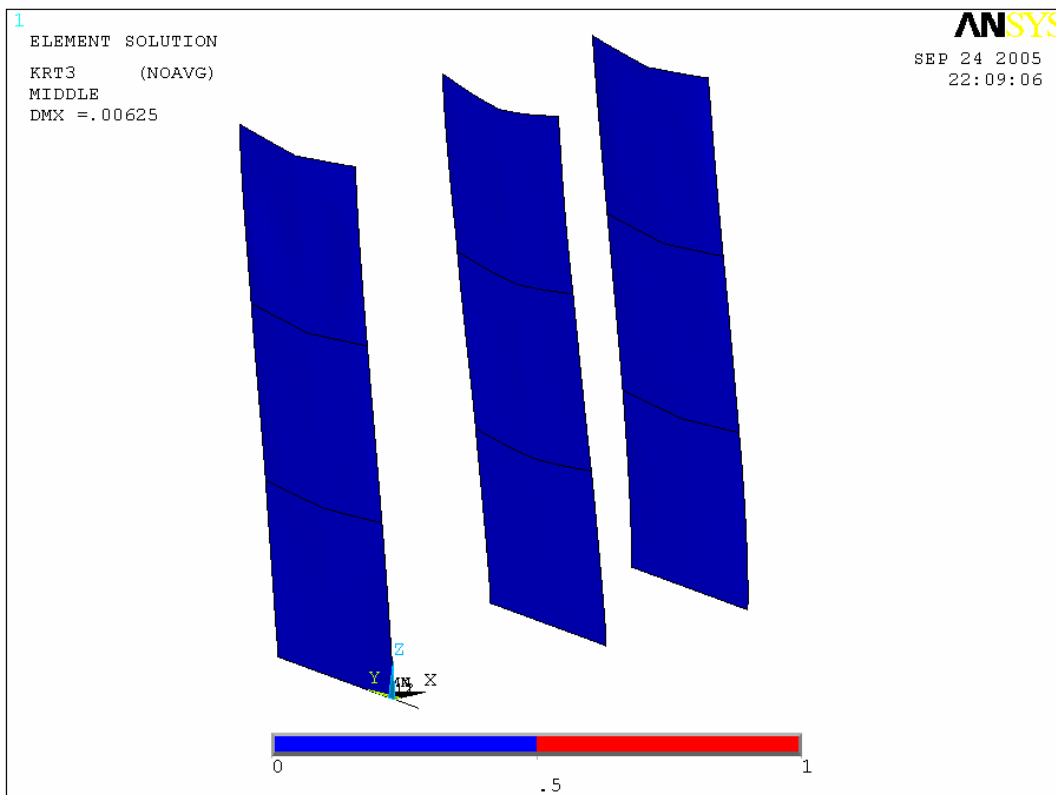


Bild A 34: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben

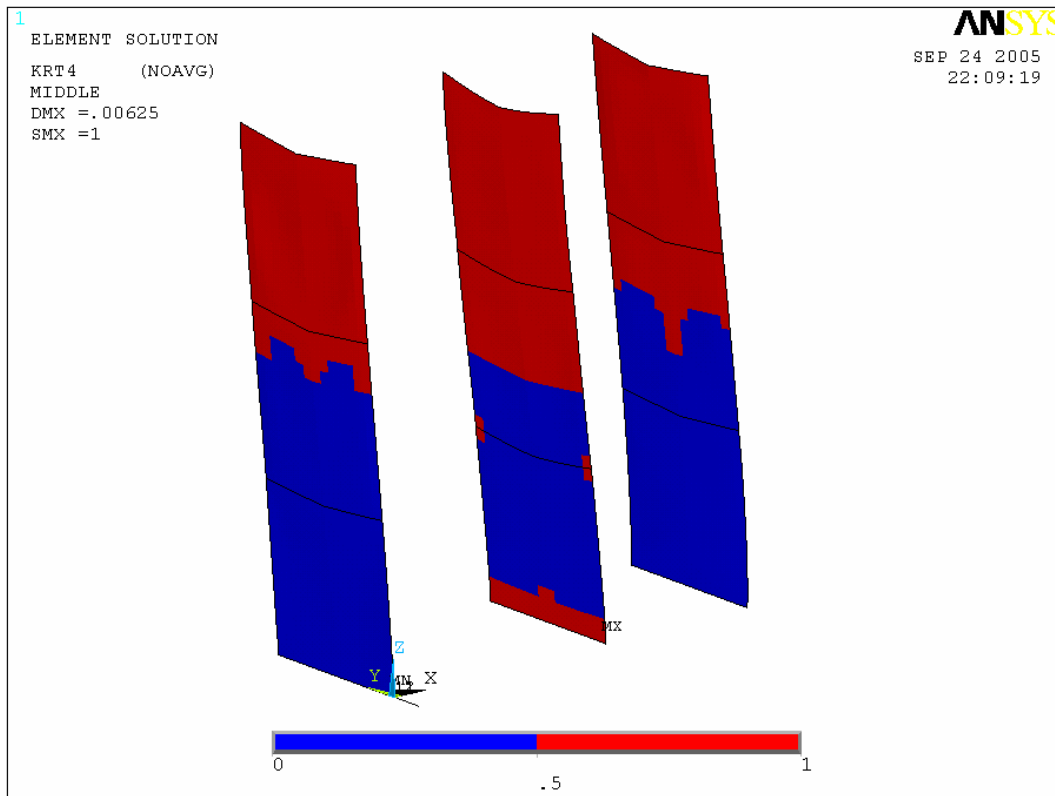


Bild A 35: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben

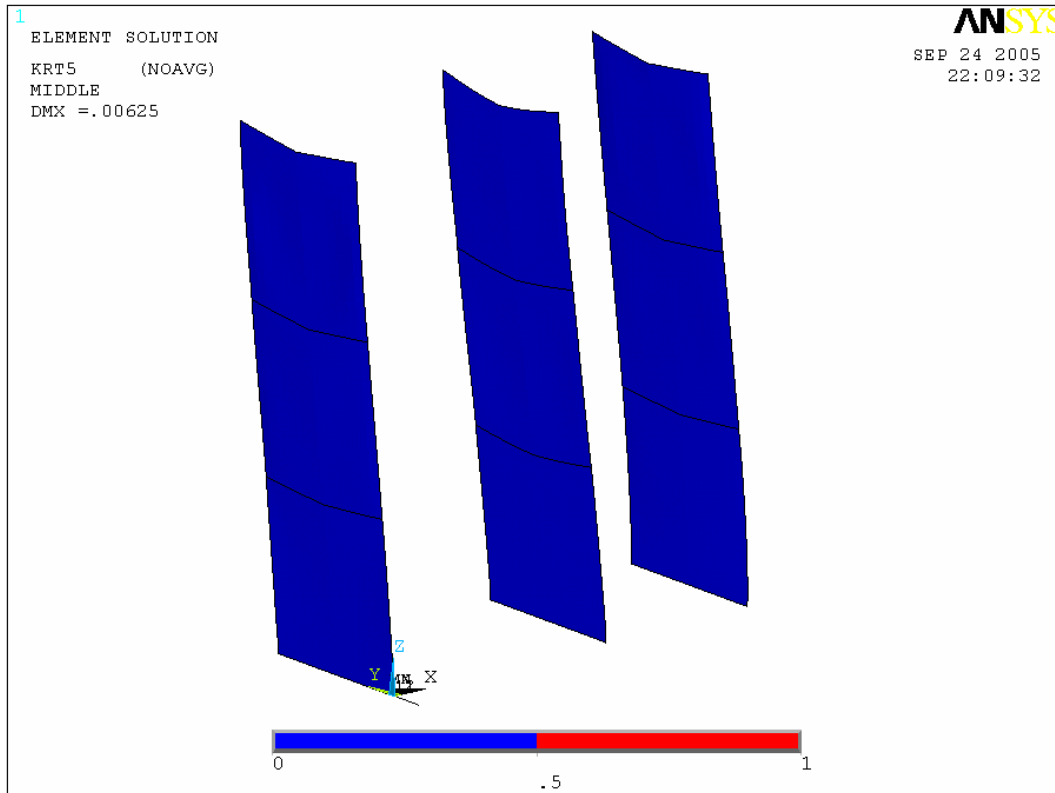


Bild A 36: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben

D.2.) Analyse mit Berücksichtigung von Stahlbetondecken

D.2.1.) Allgemeines

In diesem Abschnitt wird vergleichsweise das Gebäude mit steifen, umfangsgelagerten Stahlbetondecken analysiert, wobei diese als isotrope Platte in das Finite Element Modell, berücksichtigt wird.


STB Flachdecke	
	
d [m]	0,16
ρ [kg/m ³]	2500
E [N/m ²]	$3,05 \cdot 10^{10}$
G [N/m ²]	$1,271 \cdot 10^{10}$
Aufbau [kN/m ²]	1,0
LWZ [kN/m ²]	1,0
0,3·NL[kN/m ²]	0,6

Tabelle A 7: Mechanische Eigenschaften der Stahlbetondecke

D.2.2.) Statischer Lastfall

Nachfolgend sind die auftretenden Vertikalspannungen und die Verformungen zufolge des statischen Lastfalls (Eigengewicht) abgebildet.

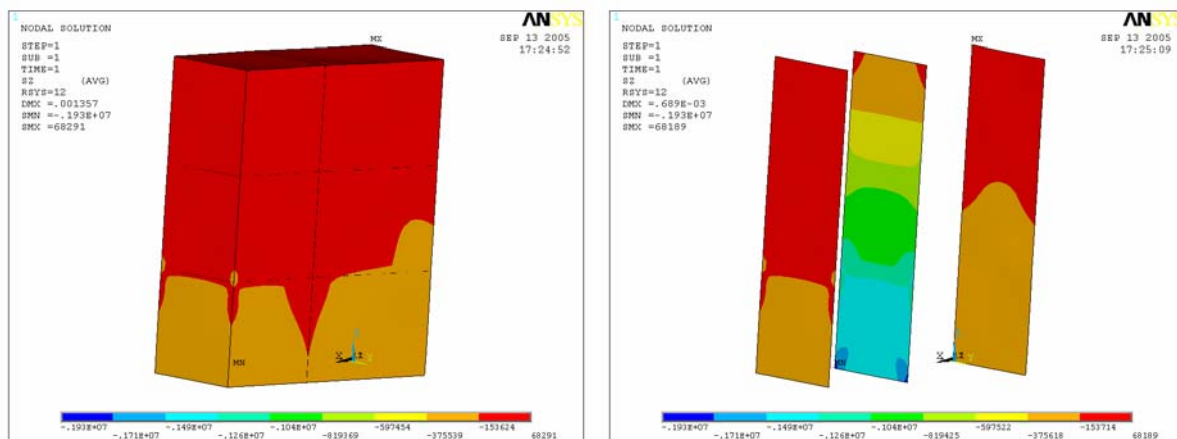


Bild A 37: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge dem statischen Lastfall [N/m²]

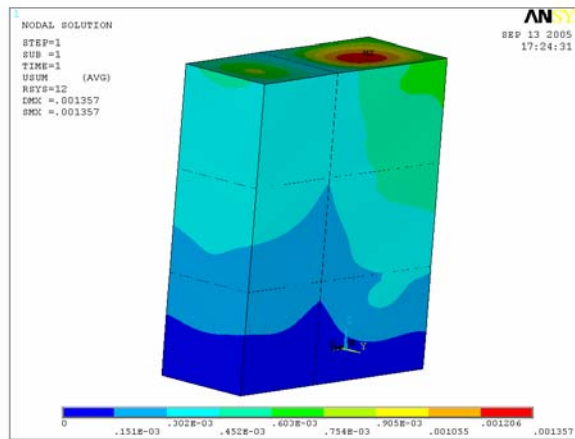
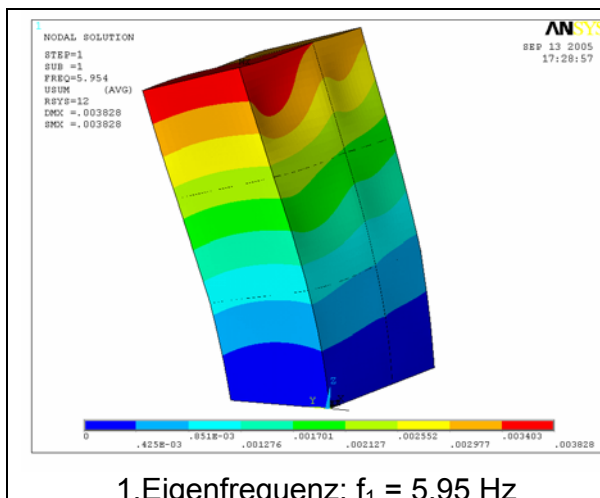


Bild A 38: Darstellung der Verformung zufolge dem statischen Lastfall [m]

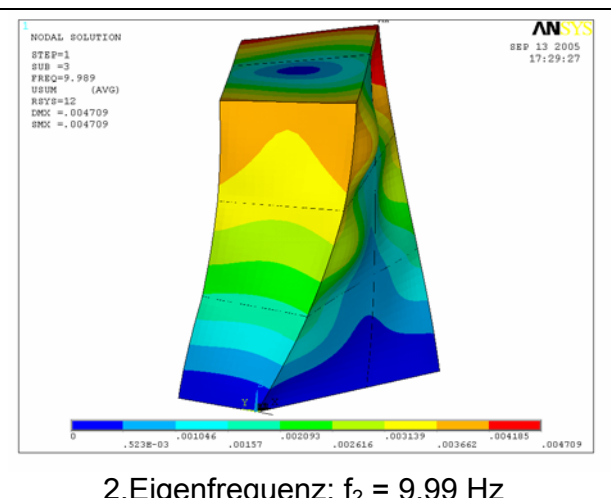
D.2.3.) Modale Analyse

Anschließend wird im Rechenmodell eine modale Analyse durchgeführt um die modalen Parameter zu berechnen (siehe Kapitel 10.5). Weiters werden die ermittelten Eigenformen mit den dazugehörigen Eigenfrequenzen des Gebäudes präsentiert.



1. Eigenfrequenz: $f_1 = 5,95$ Hz

Bild A 39: 1. Eigenform



2. Eigenfrequenz: $f_2 = 9,99$ Hz

Bild A 40: 2. Eigenform

D.2.4.) Erdbebenanalyse

Es wird hier ebenfalls eine Beurteilung der Erdbebensicherheit mit dem Antwortspektrumverfahren zufolge der ÖNORM B4015 [90] durchgeführt, wobei die Baugrundklasse 2 und eine effektive Bodenbeschleunigung von $a_h = 1,08 \text{ m/s}^2$ ($\varepsilon = 0,11$) gewählt wird. Das Erdbeben wirkt in die schwächere Gebäuderichtung – Y Richtung zufolge Bild A 16. Der Lastfall des Antwortspektrums wird mit dem Lastfall der statischen

Analyse kombiniert. Nachfolgend sind die auftretenden Vertikalspannungen und die Verformungen zufolge der Lastfallkombination abgebildet.

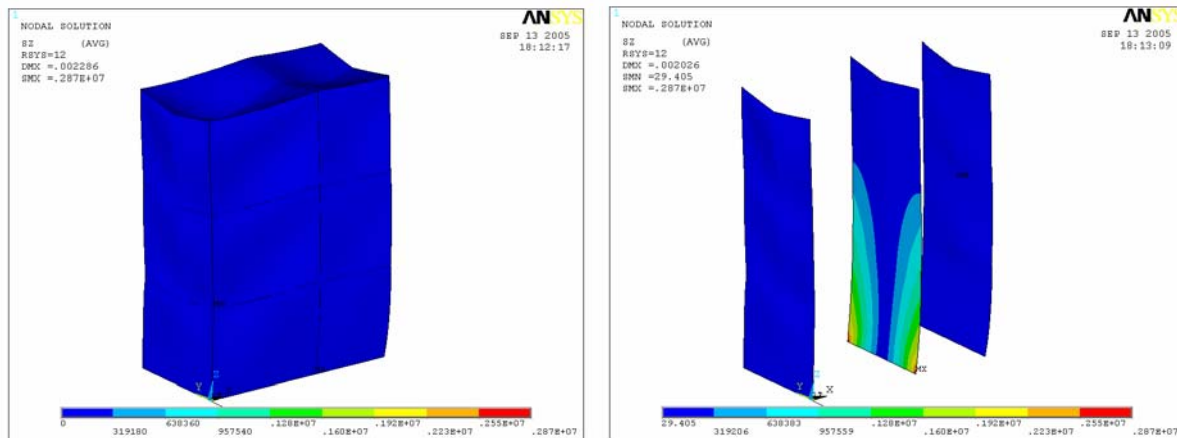


Bild A 41: Darstellung der Vertikalspannungen σ_z zufolge Erdbebenlastfallkombination [N/m²]

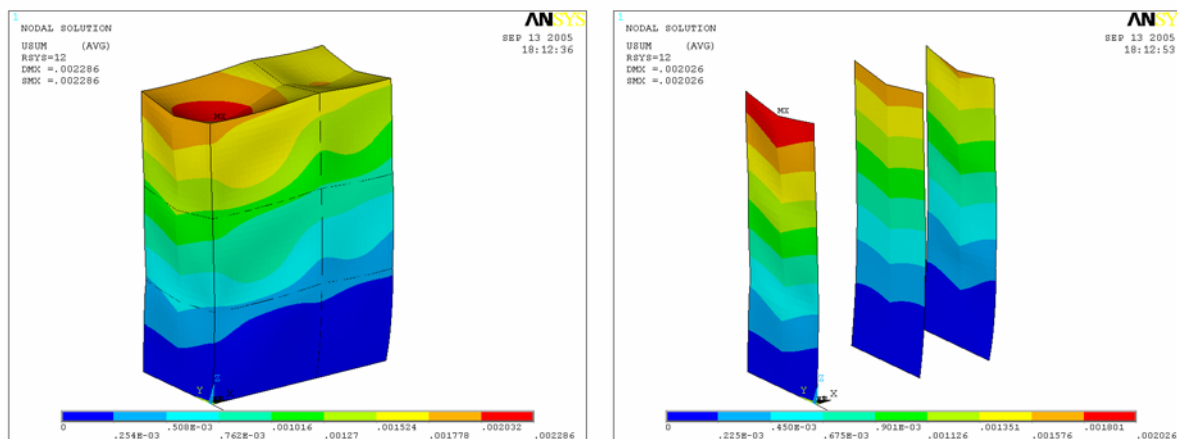


Bild A 42: Darstellung der Verformungen zufolge Erdbebenlastfallkombination [m]

D.2.5.) Risskriterien mit Berücksichtigung der Zugfestigkeit

Es werden in den nächsten Abbildungen die ermittelten Risse im Mauerwerk dargestellt. Hierbei wird das in den vorangehenden Kapiteln analytisch beschriebene Material-/Bruchmodell anhand einer praktischen Anwendung demonstriert, wobei die unterer Skala in den Abbildungen die Anzahl der verletzten Kriterien darstellt (5, rot, für keine Risse und 0, blau, dass alle Kriterien überschritten werden).

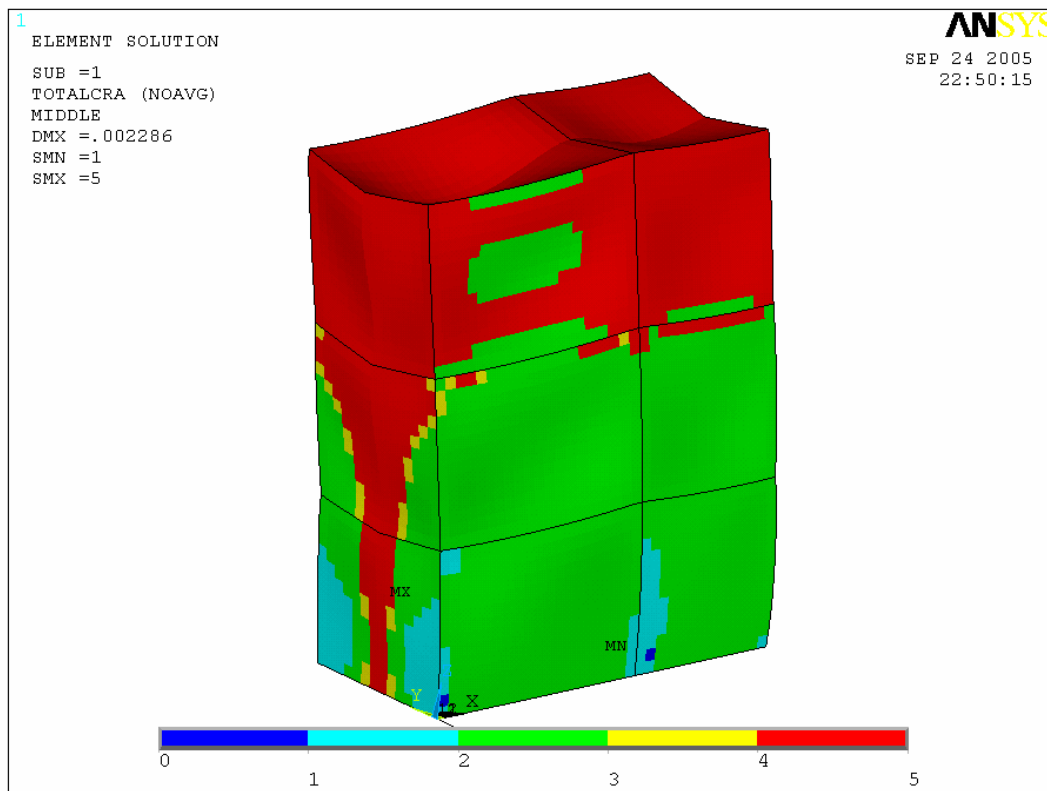


Bild A 43: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude

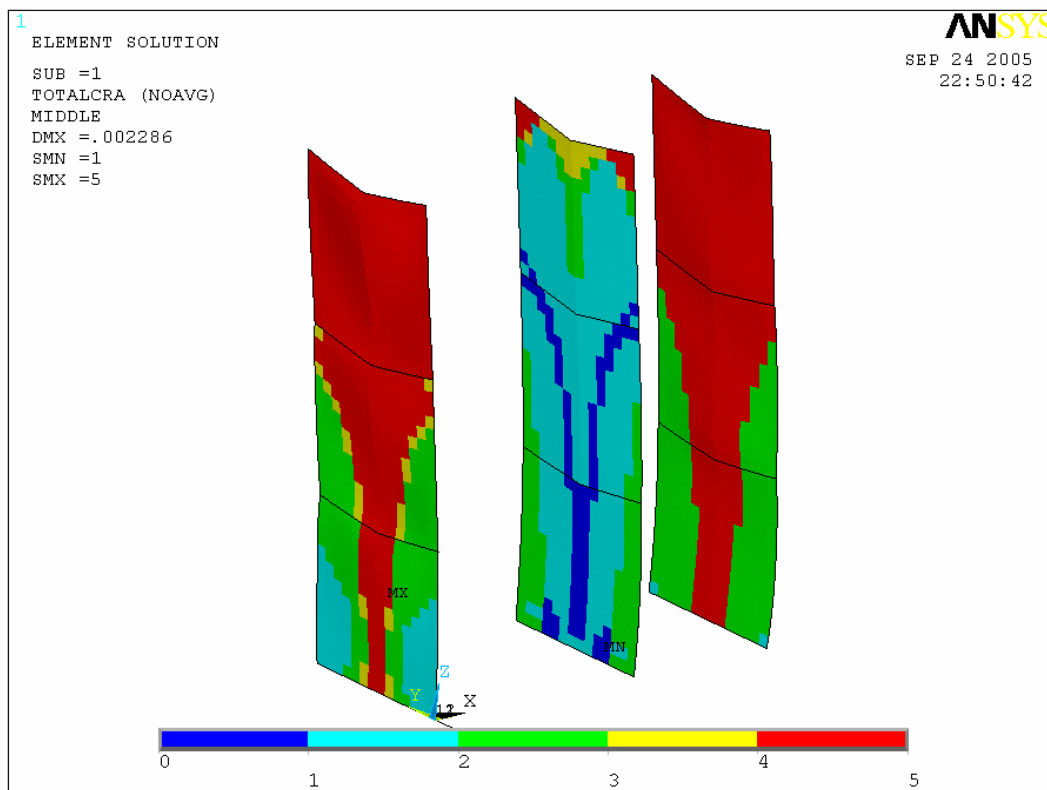


Bild A 44: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben

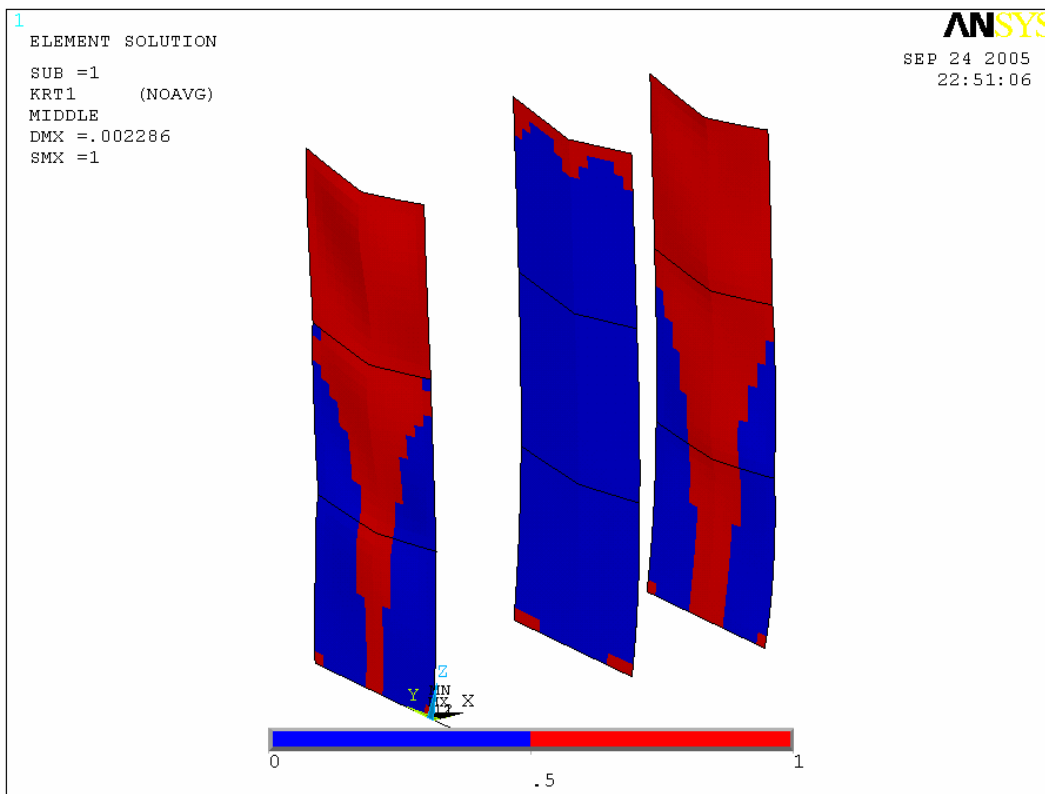


Bild A 45: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben

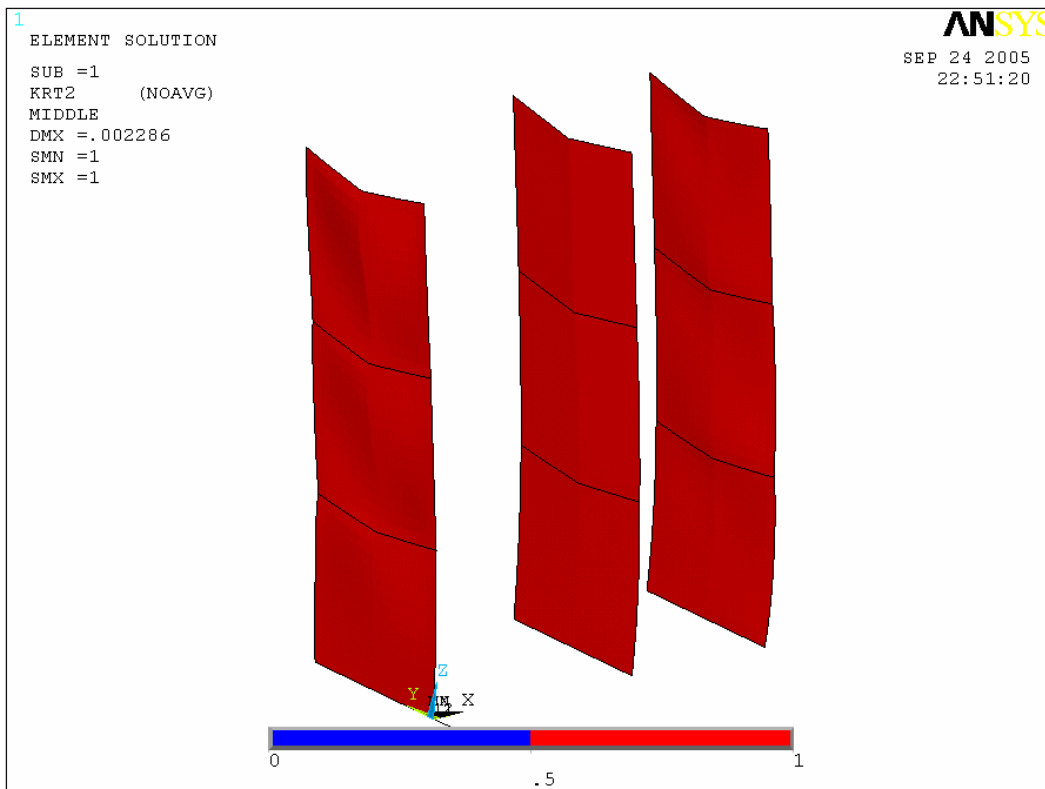


Bild A 46: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben

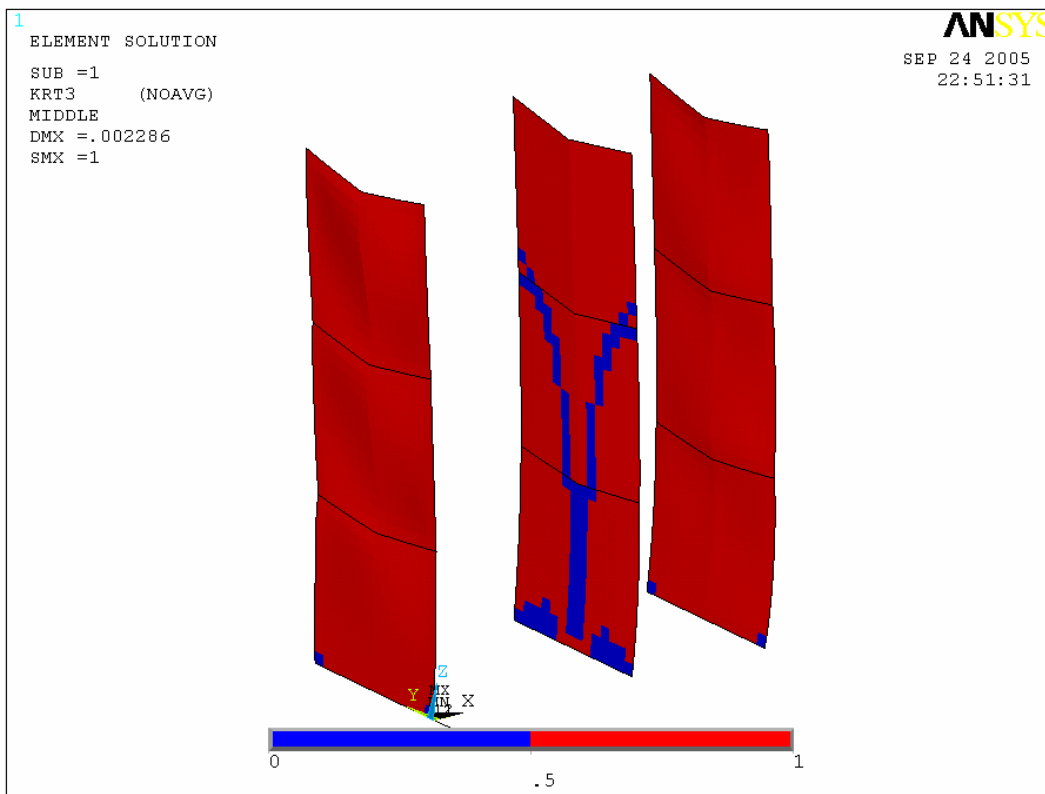


Bild A 47: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben

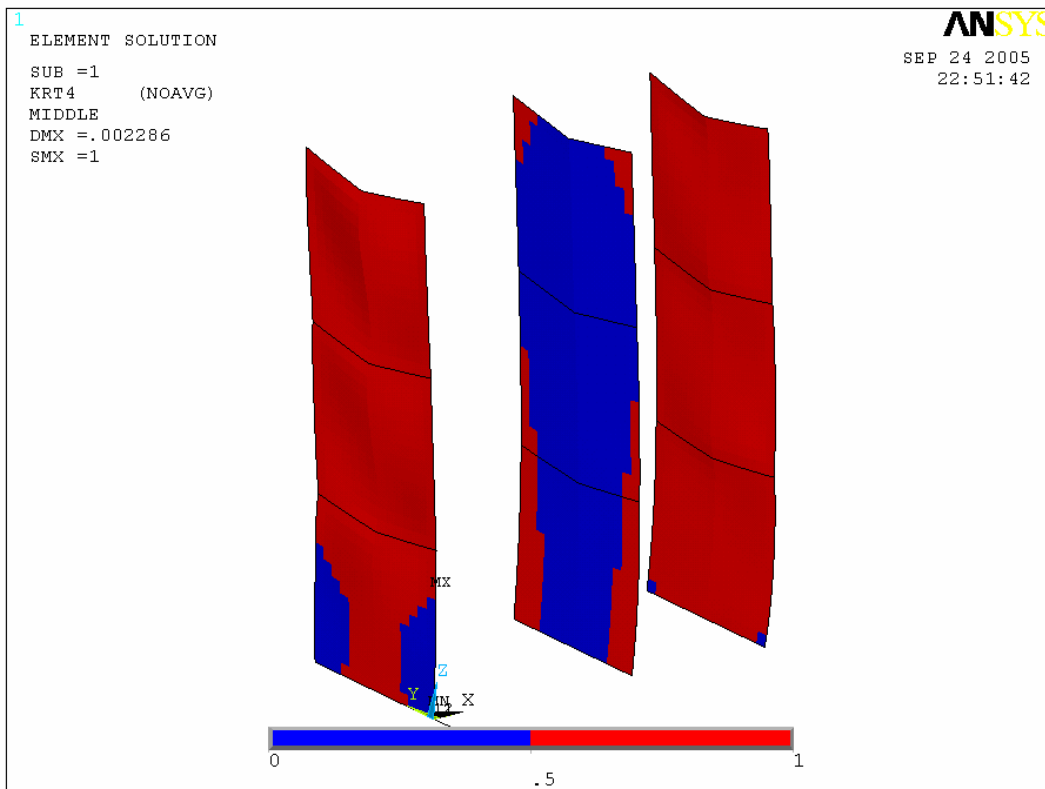


Bild A 48: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben

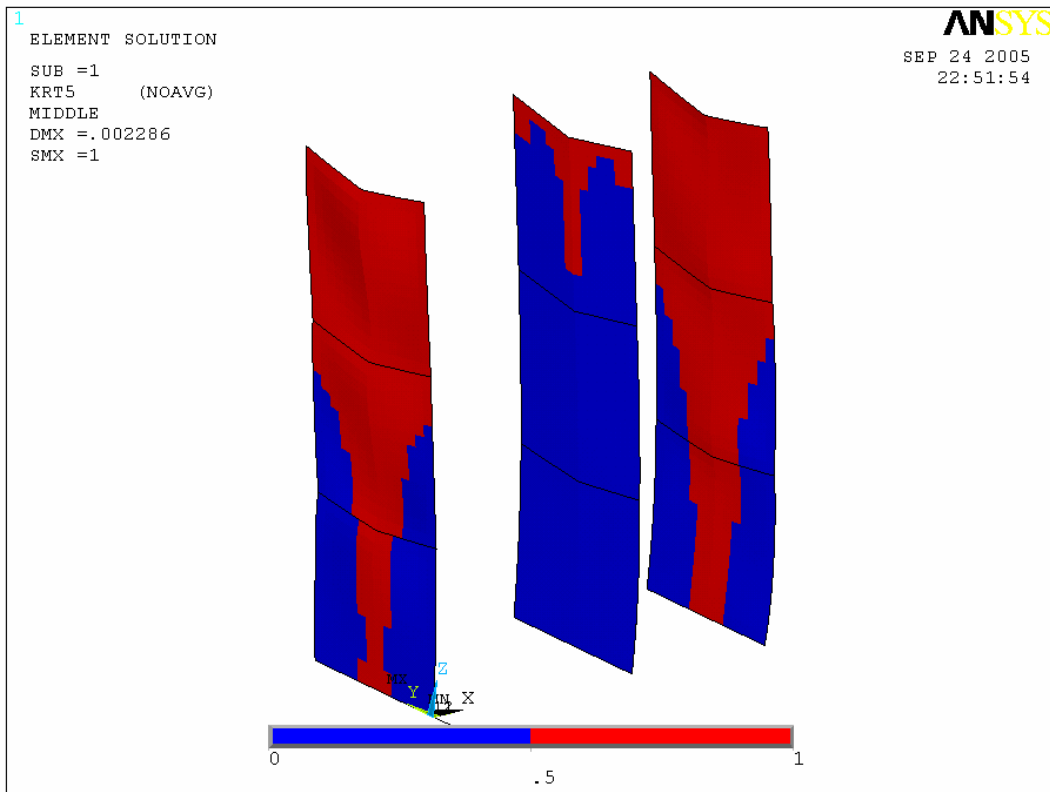


Bild A 49: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben

D.2.6) Risskriterien ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit

Nachfolgend sind die ermittelten Risse im Mauerwerk zufolge des ursprünglichen Modells nach GANZ [35] ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit dargestellt.

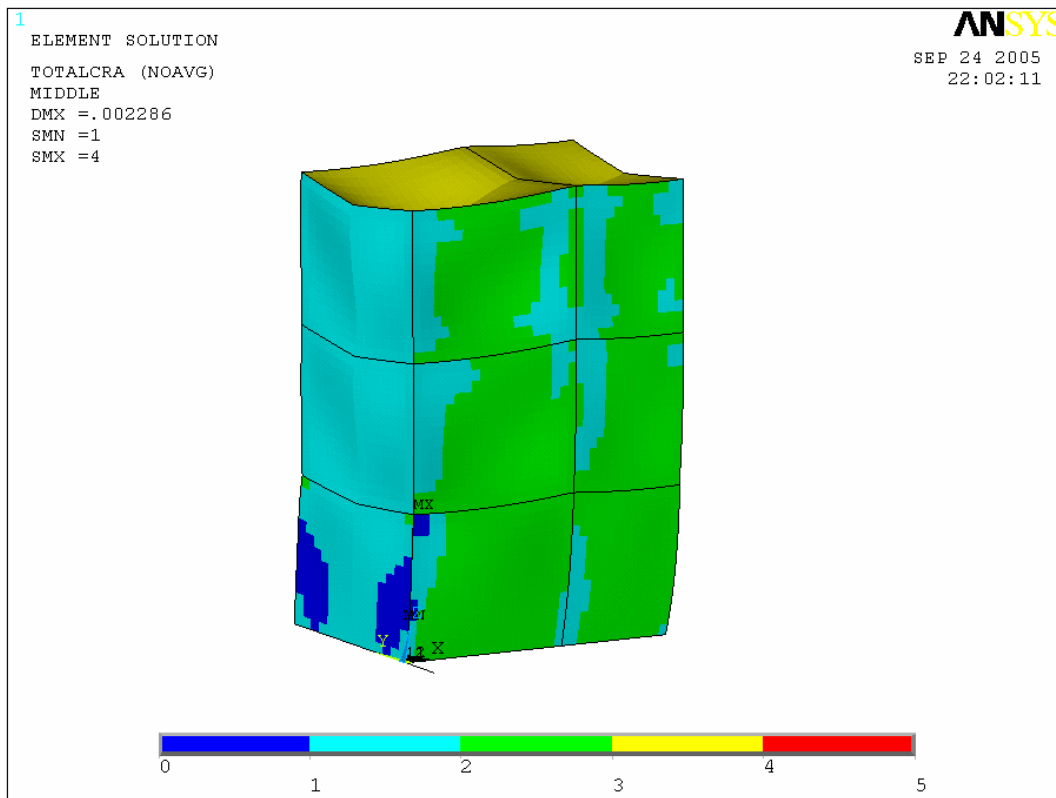


Bild A 50: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums am gesamten Gebäude

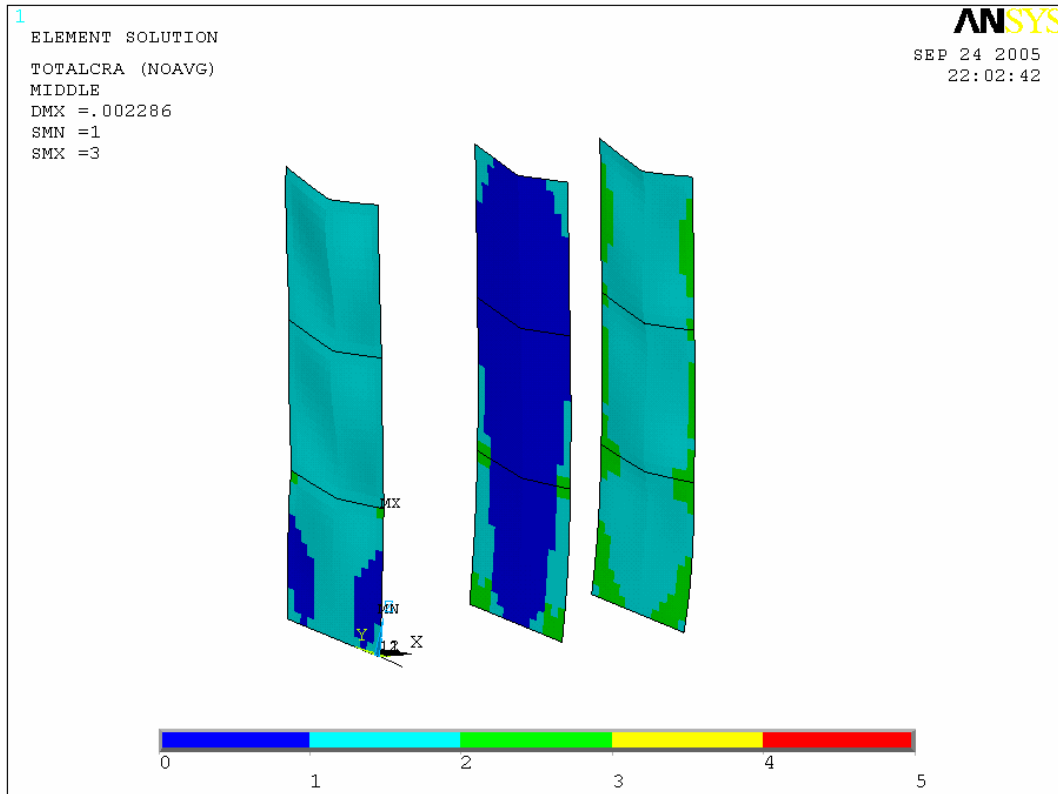


Bild A 51: Versagensbild zufolge des kombinierten Kriteriums an den Querscheiben

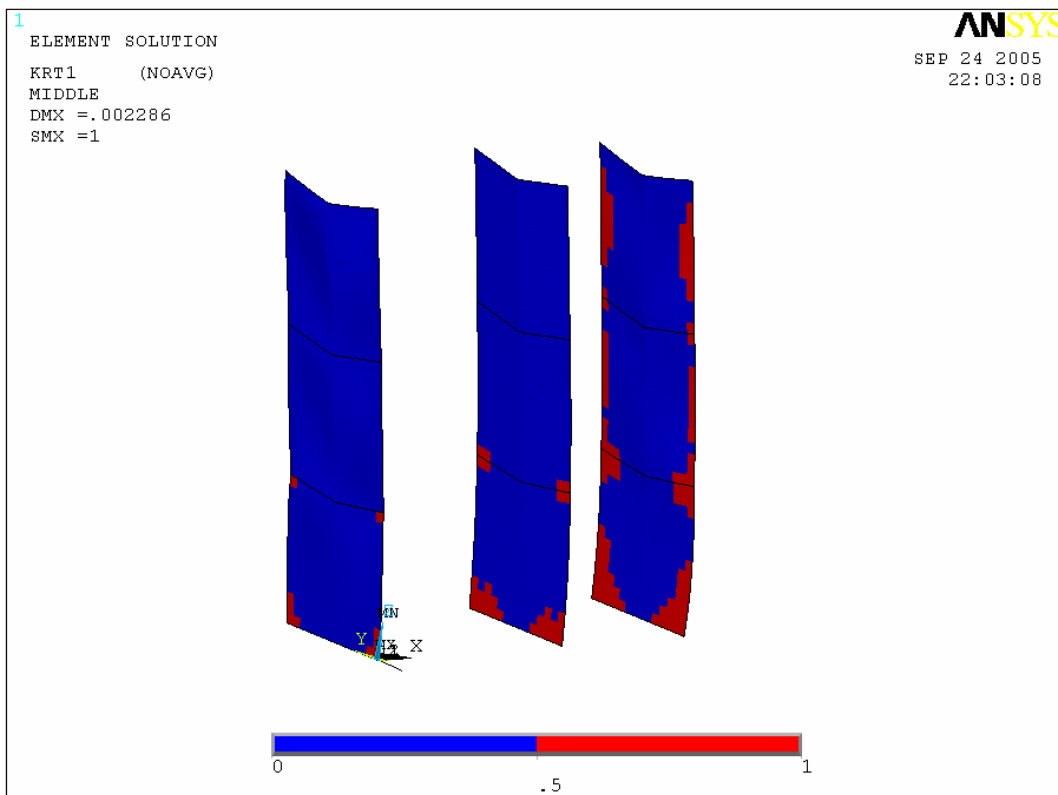


Bild A 52: Versagensbild zufolge Kriterium 1 an den Querscheiben

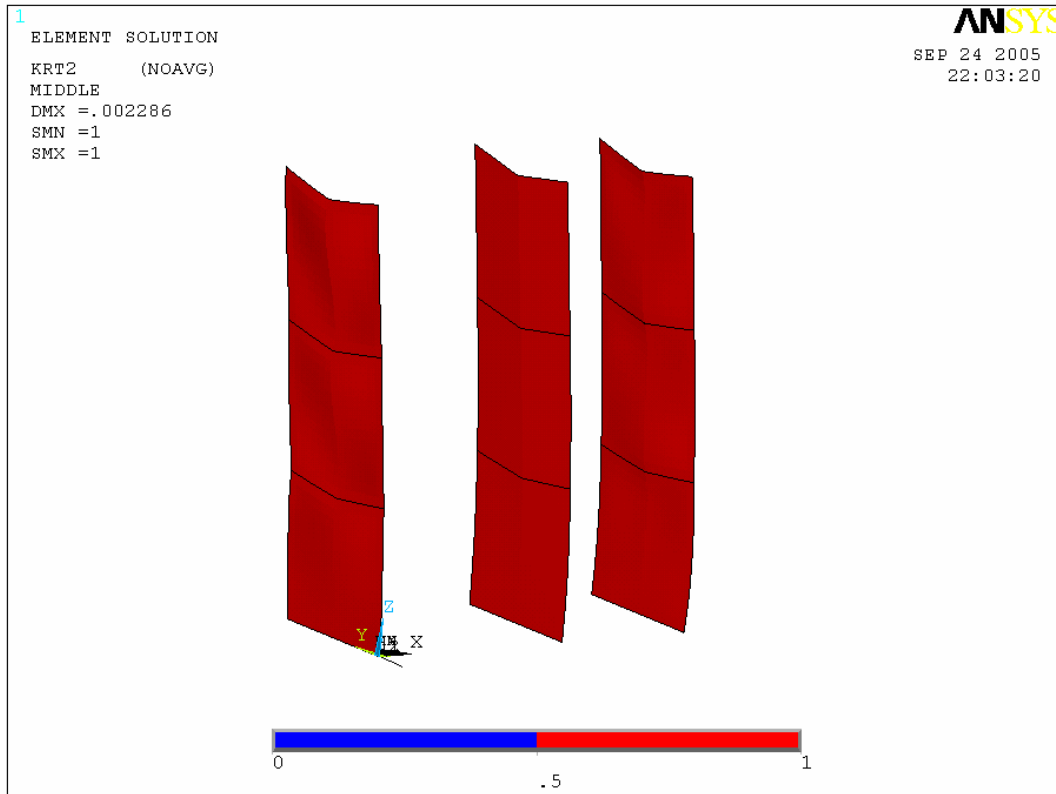


Bild A 53: Versagensbild zufolge Kriterium 2 an den Querscheiben

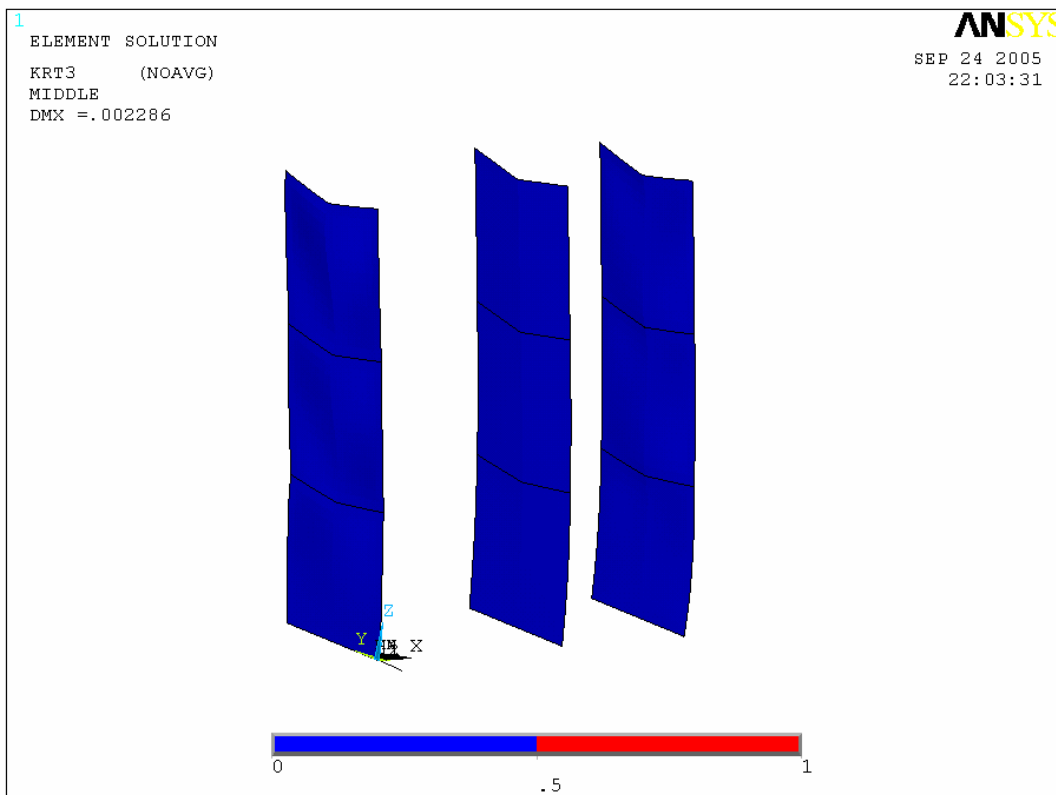


Bild A 54: Versagensbild zufolge Kriterium 3 an den Querscheiben

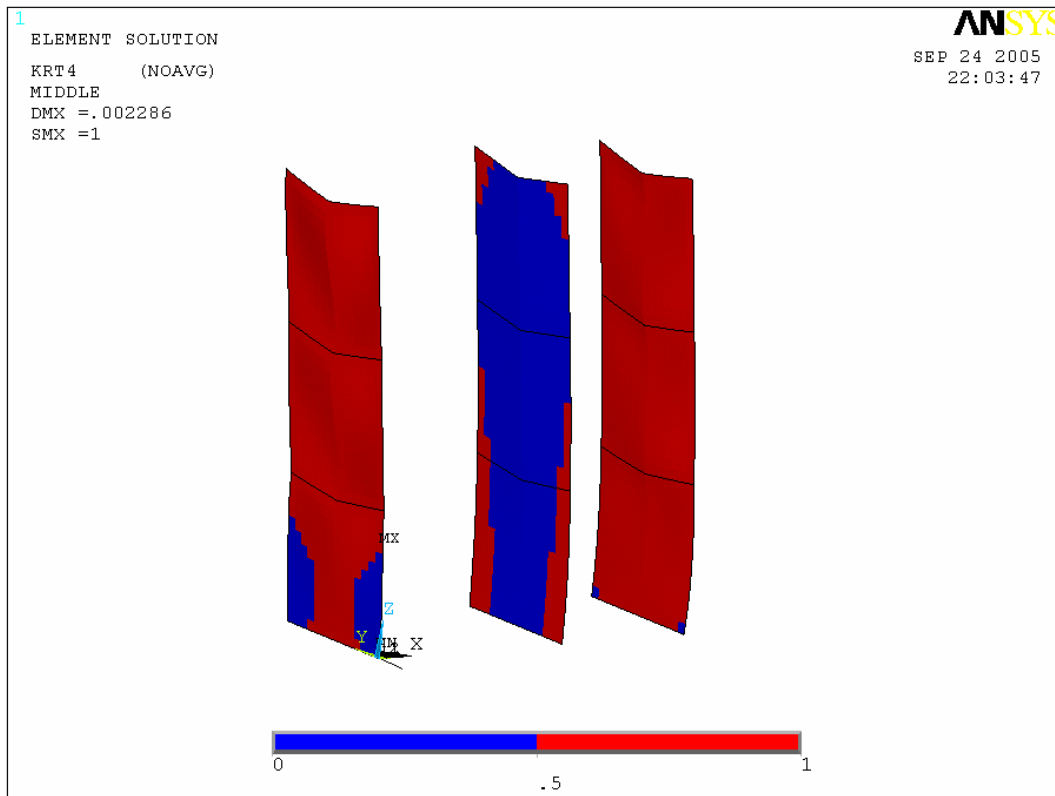


Bild A 55: Versagensbild zufolge Kriterium 4 an den Querscheiben

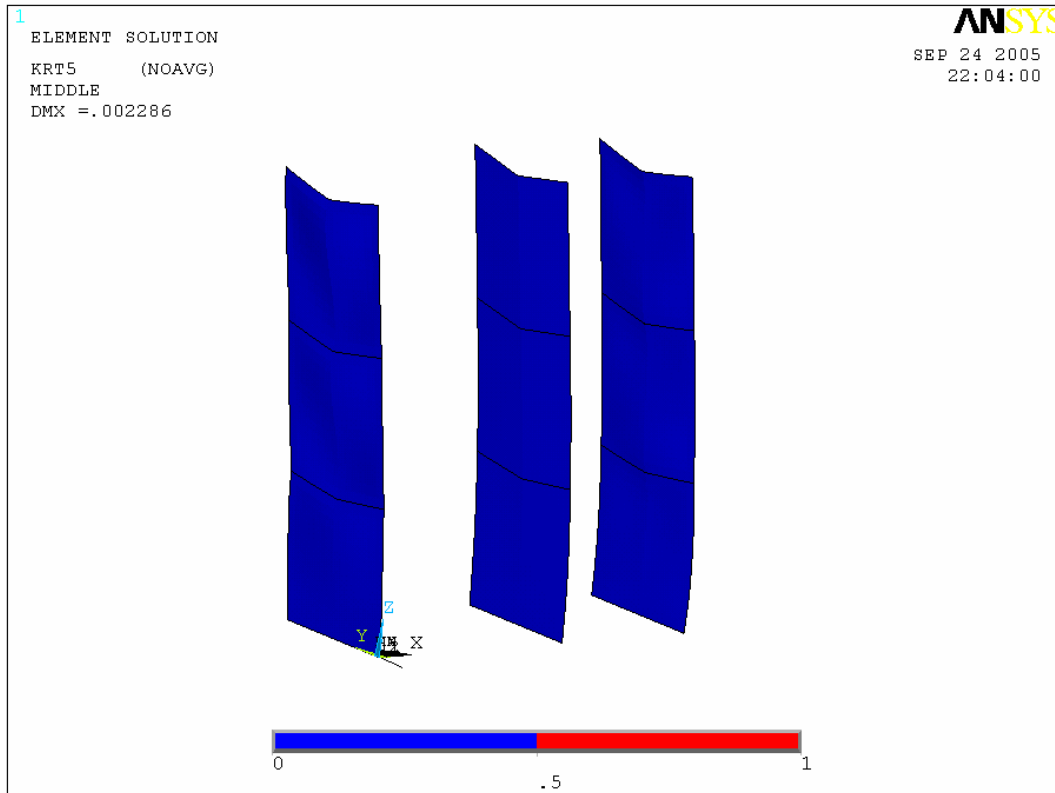


Bild A 56: Versagensbild zufolge Kriterium 5 an den Querscheiben

D.3.) Resümee

Es ist aus den Vergleichsrechnungen zu erkennen, dass sich die Kräfte im Falle der Stahlbetondecke auf die mittlere Querwand konzentrieren, wobei die äußeren Querwände kaum belastet werden. Im Vergleich zur Holztramdecke sind bei Verwendung von Stahlbetondecken noch Tragreserven vorhanden, da sich die Kräfte nach dem Erstriss der Mittelscheibe auf die Außenwände umlagern, welche kaum belastet sind.

Bei der Holztramdecke erkennt man den fehlenden Anteil der vorhanden statischen Normaldruckkräfte, da die Decken lediglich einachsig gespannt sind. Die Querwände sind daher alle gerissen, wobei keine weitere Umlagerung der Kräfte mehr stattfinden kann. Die Mittelscheibe wird hier am geringsten beansprucht, da zufolge Erdbeben die geringsten Lasten auf diese resultieren. Dies rührt teilweise aus der 2.Eigenform, in der die Mittelscheibe durch die Torsion kaum beansprucht wird.

Bei einem Vergleich der Eigenfrequenzen erkennt man, dass das Modell mit Stahlbetondecken eine steifere Konstruktion darstellt.

Demonstrativ wurde zu beiden Beispielen eine Vergleichsrechnung mit dem ursprünglichen Materialmodell nach *Ganz* [35] geführt, welche keine Zugfestigkeiten beinhaltet. Vergleicht man die Darstellungen, ist zu erkennen, dass durch die Berücksichtigung der Zugfestigkeit wesentliche Reserven aus dem Material sichtbar werden, ohne dabei den Aspekt der Sicherheit zu vernachlässigen.

Anhang E. Sourcecode

Dieser Abschnitt beinhaltet den Quellcode für das implementierte Programm des Material-Bruchmodells, welches zur Analyse und Lokalisation von Rissen in unbewehrten Mauerwerkswänden dient.

```
/POST1

pi=3.14159265

! Start des Aussuchens des lokalen Koordinatensystems

CM,Compol,area

!Auswählen der gerade im Bildschirm betrachteten
! Flächen als Component mit dem Namen Compol
inarea=0 !das wird sein die letzte ausgewählte Nummer der Fläche
*GET, nna, area, , count !Zählt alle Flächen im erwähnten Component und schreibt diese in nna
*GET, csnmax, cdsy, , num, max !csnmax ist die höchste Nummer des vorhandenen Koordinatensystems
*IF, csnmax, LT, 10, THEN !wenn csnmax kleiner als 10 ist, dann
    csnmax=10 !ist csnmax=10
*ENDIF

*DO, i, 1, nna !Anfang der Hauptschleife 1 (läuft von 1 bis nna)
    /PREP7 !Schaltet in den Preprozessor
    *GET, cura, area, inarea, nxth !Liest die nächsthöhere Fläche in Bezug auf inarea ein
    ! (am Anfang auf 0 gesetzt), diese Nummer wird als cura abgespeichert
    inarea=cura !definiert inarea als cura (Für den ersten Zyklus wird inarea z.B. 1)
    ASEL, s, area, , inarea, , , 0 !Selektiert die Fläche mit der Nummer inarea
    ESLA, s !Selektiert alle Elemente der soeben selektierten Fläche
    LSLA, s !Selektiert alle Linien der soeben selektierten Fläche
    KSLL, s !Selektiert alle Keypoints der soeben selektierten Fläche

    csys, 0 !setzt das Koordinatensystem auf 0 (Globales Koordinatensystem)

!In diesem Schritt wählt er 2 Keypoints der selektierten Fläche aus, um die Richtung der Wand im Raum zu definieren
*GET, keyp1, kp, 0, nxth !Liest den nächsthöheren Keypoint in Bezug auf Keypointnummer 0 ein,
! dieser KP wird als keyp1 abgespeichert
keyp2=keyp1 !am Anfang ist der keyp2 gleich keyp1

*DO, j, 1, 1E6 !Ist eine quasi Endlosschleife (läuft von 1 bis 1e6)
    *GET, keyp2, kp, keyp2, nxth !Liest den nächsthöheren Keypoint in Bezug auf Keypoint keyp 2 ein,
! dieser KP wird als keyp2 abgespeichert

    *IF, ABS(KX(keyp2)-KX(keyp1)), GT, 0.01, OR, ABS(KY(keyp2)-KY(keyp1)), GT, 0.01, EXIT
    !Wenn die X bzw Y Koord der KP in Z Richtung gesehen, übereinander
    ! lägen (Abstand kleiner als 0.01), dann sucht es weiter bzw. sucht
    ! sich den nächsten zweiten KP, doch wenn der Abstand größer als 0.01 ist,
    ! dann ist der zweite KP bereits gefunden, und die Schleife wird abgebrochen

*ENDDO

*IF, KX(keyp2)-KX(keyp1), EQ, 0, THEN !Wenn der X Abstand zwischen keyp1 und keyp2 gleich 0 ist,
    alfa=-90 ! dann wird der Winkel alfa auf -90° gesetzt
*ELSE
    alfa=atan((KY(keyp2)-KY(keyp1))/(KX(keyp2)-KX(keyp1)))*180/pi !ansonsten wird alfa aus der Differenz errechnet
*ENDIF

!In diesem Schritt wird kontrolliert ob bereits ein lokales Koordinatensystem passend zur Richtung der ausgewählten
! Wand, existiert

ics=0
*IF, csnmax, GT, 10, THEN
*DO, iics, 11, csnmax !Hierbei werden nur die lokalen Koordinatensysteme mit der Nummer 11 und aufwärts
! kontrolliert, Ist eine Schleife für iics von 11 bis csnmax
*GET, pom, cdsy, iics, attr, kcs !Attribute vom Koordinatensystem iics, werden eingelesen und in
! pom geschrieben

*IF, pom, NE, -1, THEN ! Wenn noch kein KS diesbezüglich vorhanden ist, kommt als Antwort von Ansys -1,
! darum wird hier als Abfragekriterium -1 gewählt, d.H. Falls bereits ein lokales
! lokales Koordinatensystem existiert, wird fortgefahren und kontrolliert, ob es der
! ausgewählten Wand entspricht
*GET, angxy, cdsy, iics, ang, xy !Einlesen des Winkels des vorh. lokalen Koordinatensystems und
! als angxy abgespeichert
unters=ABS(angxy-alfa) !Rechnet die Differenz der Winkel zwischen vorhandenem lokalem
! Koordinatensystem (angxy) und dem Winkel der Wand (alfa)

*IF, unters, LT, 0.1, THEN
    ics=iics !Wenn der Unterschied kleiner als 0.1° ist, dann wird das gerade
! kontrollierte lokale Koordinatensystem (iics) als ics abgespeichert
! und die Schleife anschließend abgebrochen, ansonsten läuft die
! Schleife weiter und das nächste lokale Koordinatensystem (iics) wird
! kontrolliert

*EXIT
```



```

                *ENDIF

                *ENDDO
                *ENDIF

                *IF,ics,EQ,0,THEN                !wenn ics noch immer 0 ist, dann wurde vorher nichts gefunden und ein neues
                                                ! lokale Koordinatensystem wird angelegt
                csmmax=csmmax+1                !Somit erhöht sich die Zahl von csmmax um 1
                LOCAL,csmmax,0,0,0,0,alfa,0,0 !anlegen des neuen lokalen Koordinatensystems mit dem dazugehörigen
                                                ! Winkel alfa
                csys,0                          ! Es wird in das globale Koordinatensystem gewechselt
                ics=csmmax                      !ics ist das KS der gerade aktiven Wd, csmmax wird erneut definiert
                *ENDIF

                /POST1                          !Schaltet in den Postprozessor
                RSYS,ics                        !Die Resultate beziehen sich auf das lokale Koordinatensystem ics
                ETABLE,wandsx,s,x              ! Elementtables für verschiedene Spannungen werden angelegt
                ETABLE,wandsz,s,z
                ETABLE,wandtzz,s,xz
                CMSEL,s,Comp1                  ! das Component, Comp1 wird wieder aktiv geschalten
                *ENDDO                          !Ende der Hauptschleife

ESEL,all

! Ende des Aussuchens des lokalen Koordinatensystems

/POST1

multipro,'start',1
*cset,1,3,psi,'Winkel in Grad',0
*cset,61,62, 'Programm zur Berechnung',' der Neigung der Lagerfugen'
*cset,63,64, 'Bitte Winkel',' eingeben'
multipro,'end'

*GET,NummerEL,ELEM,,COUNT                !Einlesen der Elementanzahl

*DIM,SX,ARRAY,NummerEL                    !Erstellen eines Arrays mit dem Namen SX, mit der Länge von NummerEL
*DIM,SZ,ARRAY,NummerEL
*DIM,TXZ,ARRAY,NummerEL

*VGET,SX,ELEM,,ETAB,wandsx                !Füllt den Array SX mit den Werten aus der Tabelle wandsx
*VGET,SZ,ELEM,,ETAB,wandsz
*VGET,TXZ,ELEM,,ETAB,wandtzz

*DIM,tempo1,ARRAY,NummerEL                !Erstellen eines temporären Arrays mit dem Namen tempo1, mit der Länge von NummerEL
*DIM,tempo2,ARRAY,NummerEL
*DIM,tempo3,ARRAY,NummerEL
*DIM,tempo4,ARRAY,NummerEL
*DIM,tempo5,ARRAY,NummerEL

Pi=3.1415926535897                        ! Definieren der Konstanten PI

Ppirad=(psi*pi)/180                       !Verschiedene Skalaroperationen (Vorwerte)
cos1=cos(Ppirad)
sin1=sin(Ppirad)
cos2=cos1*cos1
sin2=sin1*sin1
sinco=sin1*cos1

```

```

w=cos2-sin2
'

*VOPER,tempo1,sx,mult,cos2           !Verschiedene Vektor Operationen für S1x_x
*VOPER,tempo2,sz,mult,sin2
*VOPER,tempo3,txz,mult,sincos
*VOPER,tempo4,tempo3,mult,2
*VOPER,tempo5,tempo1,add,tempo2

*DIM,S1x_x,ARRAY,NummerEL           !Erstellen eines Arrays mit dem Namen S1x_x, mit der Länge von NummerEL

*VOPER,S1x_x,tempo5,add,tempo4

ETABLE,S1X_x,S,Z
*VPUT,S1x_x,ELEM,,ETAB,S1X_x

*VOPER,tempo1,sx,mult,sin2           !Verschiedene Vektor Operationen für S1z_x
*VOPER,tempo2,sz,mult,cos2
*VOPER,tempo3,txz,mult,sincos
*VOPER,tempo4,tempo3,mult,2
*VOPER,tempo5,tempo1,add,tempo2

*DIM,S1z_x,ARRAY,NummerEL           !Erstellen eines Arrays mit dem Namen S1z_x, mit der Länge von NummerEL
*VOPER,S1z_x,tempo5,sub,tempo4

ETABLE,S1Z_x,S,Z
*VPUT,S1Z_x,ELEM,,ETAB,S1Z_x

*VOPER,tempo1,sz,sub,sx              !Verschiedene Vektor Operationen für T1xz
*VOPER,tempo2,tempo1,mult,sincos
*VOPER,tempo3,txz,mult,w

*DIM,T1xz,ARRAY,NummerEL           !Erstellen eines Arrays mit dem Namen T1xz, mit der Länge von NummerEL

*VOPER,T1xz,tempo3,add,tempo2

ETABLE,T1xz,S,Z
*VPUT,T1xz,ELEM,,ETAB,T1xz

/POST1

multipro,'start',4
  *cset,1,3,lb,'Mauersteinlänge',.25
  *cset,4,6,hb,'Mauersteinhöhe',.06
  *cset,7,9,hm,'Lagerfugendicke',0.01
  *cset,10,12,loch,'Lochstein? 0 od 1',1
  *cset,61,62,'Eingabe der','Ziegelsteindaten'
  *cset,63,64,'Bitte alle Felder','eingeben'
multipro,'end'

multipro,'start',3
  *cset,1,3,fcz,'MUK Druck festigk. normal Lagerf',7.6e6
  *cset,4,6,Phi,'Winkel der inneren Reibung',21
  *cset,7,9,c,'Anfangsschubfestigkeit (Kohasion)',1e5
  *cset,61,62,'Programm zur Berechnung der','Mauerwerkstragfaehigkeit'
  *cset,63,64,'Bitte alle Felder','eingeben'
multipro,'end'

*GET,NummerEL,ELEM,,COUNT         !Einlesen der Elementanzahl

Phirad=(phi*pi)/180
tanphi=tan(phirad)

*DIM,temp1,ARRAY,NummerEL
*DIM,temp2,ARRAY,NummerEL
*DIM,temp3,ARRAY,NummerEL

```

```

*IF,loch,NE,1,THEN                               ! Berechnung der Druckfestigkeit horizontal zu den Lagerfugen
    fcx=0.75*fcz
*Else
    fcx=0.5*fcz
*ENDIF

*DIM,schubf,ARRAY,NummerEL                       ! Berechnung der Schubfestigkeiten

*VOPER,tempt1,S1Z_x,mult,-1                       !Umdrehen des Vorzeichens (Druck positiv)
*VOPER,tempt2,tempt1,mult,tanphi
*VOPER,schubf,c,add,tempt2                       !Schubfestigkeit für jedes Element definiert

*DO,i,1,NummerEL
    !Abfrage ob schubf > 0 ist (geht das gesamte Array durch,
    !angefangen von i bis NummerEL)
    *IF,schubf(i),LE,0,THEN
        schubf(i)=c
    *ENDIF
*ENDDO

*DIM,ftz,ARRAY,NummerEL                         ! Berechnung der Zugfestigkeiten vertikal zu den Lagerfugen

*VOPER,tempt1,s1Z_x,mult,-1                       !Umdrehen des Vorzeichens (Druck positiv)
*VOPER,ftz,c,add,s1Z_x

*DO,i,1,NummerEL
    !Abfrage ob ftz > 0 ist (geht das gesamte Array durch,
    !angefangen von i bis NummerEL)
    *IF,ftz(i),LE,0,THEN
        ftz(i)=c
    *ENDIF
*ENDDO

wertzugf=2*(hb+hm)                               ! Berechnung der Zugfestigkeiten parallel zu den Lagerfugen
*VOPER,tempt1,lb,mult,schubf
*DIM,ftx,ARRAY,NummerEL
*VOPER,ftx,tempt1,div,wertzugf

ctan=c/(tan(phi*rad))                            !Abfrage ob ftz <= c/tan(phi) ist
*DO,i,1,NummerEL
    *IF,ftz(i),GT,ctan,THEN
        ftz(i)=ctan
    *ENDIF
*ENDDO

*DIM,temp1,ARRAY,NummerEL                       !Erstellen eines Arrays mit dem Namen temp1, mit der Länge von NummerEL
*DIM,temp2,ARRAY,NummerEL
*DIM,temp3,ARRAY,NummerEL
*DIM,temp4,ARRAY,NummerEL
*DIM,temp5,ARRAY,NummerEL
*DIM,temp6,ARRAY,NummerEL

*DIM,Krit1,ARRAY,NummerEL                       !Kriterium 1

*VOPER,temp1,S1Z_x,sub,ftz                       !Mathematische Operation: SZ - fmx, danach in Array temp1 geschrieben
*VOPER,temp2,S1X_x,sub,ftx
*VOPER,temp3,temp1,MULT,temp2
*VFUN,temp4,PWR,T1XZ,2

```

```

*VOPER,Krit1,temp4,SUB,temp3
*VOPER,Krit1,Krit1,LE,0
ETABLE,KRT1,S,Z
*VPUT,Krit1,ELEM,,ETAB,KRT1

```

```

*DIM,Krit2,ARRAY,NummerEL      !Kriterium 2

```

```

*VOPER,temp1,S12_x,add,fcz
*VOPER,temp2,S1X_x,add,fcx
*VOPER,temp3,temp1,mult,temp2
*VFUN,temp4,PWR,T1XZ,2
*VOPER,Krit2,temp4,sub,temp3
*VOPER,Krit2,Krit2,LE,0

```

```

ETABLE,KRT2,S,Z
*VPUT,Krit2,ELEM,,ETAB,KRT2

```

```

*DIM,a,ARRAY,NummerEL      !Kriterium 3
*DIM,b,ARRAY,NummerEL

```

```

*VOPER,a,fcx,sub,ftx
*VOPER,b,fcx,mult,ftx

```

```

*DIM,Krit3,ARRAY,NummerEL

```

```

*VOPER,temp1,a,add,S1X_x
*VOPER,temp2,S1X_x,mult,temp1
*VFUN,temp3,PWR,T1XZ,2
*VOPER,temp4,temp2,add,temp3
*VOPER,Krit3,temp4,sub,b
*VOPER,Krit3,Krit3,LE,0

```

```

ETABLE,KRT3,S,Z
*VPUT,Krit3,ELEM,,ETAB,KRT3

```

```

!Kriterium 4

```

```

*DIM,Krit4,ARRAY,NummerEL

```

```

*VOPER,temp1,S12_x,mult,tanphi
*VOPER,temp2,c,sub,temp1
*VFUN,temp3,PWR,temp2,2
*VFUN,temp4,PWR,T1XZ,2
*VOPER,Krit4,temp4,sub,temp3
*VOPER,Krit4,Krit4,LE,0

```

```

ETABLE,KRT4,S,Z
*VPUT,Krit4,ELEM,,ETAB,KRT4

```

```

*DIM,e,ARRAY,NummerEL      !Kriterium 5T1

```

```

ha=c*cos(phirad)
hb=sin(phirad)
*VOPER,temp1,ftz,mult,hb
*VOPER,temp2,ha,sub,temp1
*VOPER,temp3,temp2,mult,2
hc=(1-sin(phirad))
*VOPER,e,temp3,div,hc

```

```

*DIM,f,ARRAY,NummerEL
*DIM,h,ARRAY,NummerEL

```

```

*VOPER,f,ftz,mult,2
*VFUN,h,pwr,ftz,2

```

```

*DIM,Krit5T1,ARRAY,NummerEL

*VFUN,temp1,PWR,TIXZ,2
*VFUN,temp2,PWR,SIZ_x,2

*VOPER,temp3,SIZ_x,sub,ftz
*VOPER,temp4,e,mult,temp3

*VOPER,temp5,f,mult,SIZ_x

*VOPER,temp6,temp1,add,temp2
*VOPER,temp1,temp6,add,temp4

*VOPER,temp2,temp1,sub,temp5
*VOPER,Krit5T1,temp2,add,h

*VOPER,Krit5T1,Krit5T1,GT,0

!Kriterium 5T2
*DIM,kk,ARRAY,NummerEL
*VOPER,temp1,ftz,mult,hb
*VOPER,temp2,ha,sub,temp1
*VOPER,kk,temp2,sub,ftz

*DIM,Krit5T2,ARRAY,NummerEL

*VOPER,Krit5T2,SIZ_x,add,kk
*VOPER,Krit5T2,Krit5T2,GE,0

*DIM,Krit5,ARRAY,NummerEL
*VOPER,Krit5,Krit5T1,mult,Krit5T2
!Kriterium 5T1*5T2

*VOPER,Krit5,Krit5,LE,0

ETABLE,KRT5,S,Z
*VPUT,Krit5,ELEM,,ETAB,KRT5

!Gesamtausgabe
ETABLE,totalcrack,S,Z
*VOPER,temp1,Krit5,add,Krit4
*VOPER,temp2,temp1,add,Krit3
*VOPER,temp1,temp2,add,Krit2
*DIM,totalcrack,ARRAY,NummerEL
*VOPER,totalcrack,temp1,add,Krit1
*VPUT,totalcrack,ELEM,,ETAB,totalcrack

```

Curriculum Vitae

Persönliche Angaben

Name: Dipl.-Ing. Suikai Lu
Geb. Datum: 24. Juli 1978
Nationalität: Österreich
Mutter: YuXian Lu (Dipl. Krankenschwester)
Vater: Dipl.-Ing. Guocai Lu (Bauingenieur)



Ausbildung

- 1992 – 1997 Höhere Technische Bundes Lehr und Versuchsanstalt, Mödling, Österreich, Zweig: Hochbau
- 1997 – 2002 Technische Universität Wien, Österreich, Fach: Bauingenieurwesen, Zweig: Konstruktiver Ingenieurbau
- 2002 Stanford University, Palo Alto, Kalifornien, USA, Fach: Bauingenieurwesen, Zweig: Erdbeben-Ingenieurwesen - Tätigkeit: Master's Thesis und Forschungsarbeiten am John A. Blume Earthquake Engineering Center
- 2003 – 2006 Doktoratstudium an der Technischen Universität Wien, Österreich, Bauingenieurwesen, Thema: „Evaluierung der Erdbebensicherheit von maßgeblichen Mauerwerkshochbauten für das Katastrophenmanagement“.

Berufserfahrung

- 1993 Architekturbüro Beiglböck, Purkersdorf, Österreich, Technischer Zeichner
- 1994 Architekturbüro Heffermann, Wien, Österreich, Technischer Zeichner
- 1994 – 2000 Zivilingenieur Büro Vasko & Partner, Wien, Österreich, Technischer Zeichner, Statiker
- 2000 – 2003 Zivilingenieur Büro Kollitsch & Stanek, Wien, Österreich, Statiker, Baudynamiker, Projektleiter
- seit 2003 Österreichisches Forschungs- und Prüfzentrum, arsenal research, Wien, Österreich, Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Projektleiter

Sprachen

Deutsch (fließend in Wort und Schrift)
Englisch (fließend in Wort und Schrift)
Chinesisch (Muttersprache)