

TB-5103.01/PH/PL

Forschungsprojekt:

## **WIRKLICHKEITSNAHE ERDBEBENVERLETZBARKEITS- UND VERSCHIEBUNGSFUNKTIONEN VON MAUERWERKSGEBÄUDEN**



Synthesebericht

Carouge, 6. Mai 2016

unterstützt und genehmigt durch

**Präventionsstiftung der Kantonalen Gebäudeversicherungen**

## Zusammenfassung

Bei dem vorliegenden Projekt "Wirklichkeitsnahe Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von Mauerwerksgebäuden in der Schweiz" wurden in drei Teilprojekten und mit verschiedenen Ansätzen bestimmte Aspekte zur Ermittlung der genannten Funktionen behandelt. In dem an der EPFL durchgeführten Teilprojekt wurden zwei verschiedene Methoden zur Ermittlung der Fragilitätsfunktionen von Schweizer Gebäuden entwickelt. In dem Weimarer Teilprojekt wurden Daten des Bebens von Albstadt – einer ebenfalls moderat seismischen Zone mit einem der Schweiz vergleichbaren Gebäudebestand – im Jahr 1978 ausgewertet. In dem an der ETHZ und dem EUCENTRE durchgeführten Projektteil wurde das nicht-lineare Verformungsverhalten von Mauerwerksgebäuden, insbesondere der Einfluss der Riegel auf das Verhalten, mittels experimenteller und numerischer Studien näher untersucht.

Im Teilprojekt an der EPFL wurde eine Typologie für Schweizer Gebäude ermittelt und der Gebäudebestand von zwei Schweizer Städten ausgewertet, um die Exposition ("exposure") zu ermitteln. Eine anschliessende erste Abschätzung mit empirischen Methoden zeigte deutlich, dass in anderen Gegenden entwickelte empirische Methoden nicht einfach übertragen werden können. Aus diesem Grund wurden zwei analytische Methoden zur Modellierung der Gebäude für die weitere Untersuchung angewendet. Genauer untersucht wurden vor allem Steinmauerwerk und modernes Mauerwerk mit steifen Decken. Bei einer Methode werden die Gebäude mit vereinfachten mechanischen Ansätzen modelliert. Die zweite Methode nutzt vor Ort durchgeführte Schwingungsmessungen und lässt sich damit ohne Kenntnis der Pläne oder Materialparameter anwenden. Mit beiden Methoden wurden gute Ergebnisse für die ersten Schadensgrade erzielt, die Ergebnisse für höhere Schadensgrade waren aber nicht zufriedenstellend oder konnten nicht modelliert werden. Weiterer Forschungsbedarf besteht hinsichtlich der Frage, wie die aus Messungen basierte Methode für höhere Schädigungen ausgeweitet werden kann und wie sich die Methoden zur Verbesserung der Ergebnisse kombinieren lassen. In diesem Projektteil wird ausserdem vorgeschlagen, die Fragilitätskurven abhängig von der spektralen Verschiebung zu ermitteln, da diese eine besser auf das Gebäude abgestimmte Einwirkung darstellt als zum Beispiel die Bodenbeschleunigung. Insgesamt zeigte sich ausserdem, dass die Mauerwerksgebäude etwas weniger verletzbar waren, als ursprünglich vermutet.

Der Projektteil zum nicht-linearen Verhalten von Mauerwerk konzentrierte sich auf den Beitrag von Riegeln zum Verformungsverhalten, da dieser bisher noch wenig erforscht ist und oft gar nicht oder nur approximativ in Modellen berücksichtigt wird. Die an Riegeln verschiedener Art durchgeführten Experimente haben gezeigt, dass die Last-Rotationsbeziehung der Riegel oft von einer ausgeprägten Spitzenlast und einem anschliessenden starken Lastabfall gekennzeichnet ist. In den zyklischen Tests kann eine gewisse Kapazität zur Energiedissipation beobachtet werden. Die Bruchfestigkeit und das Verformungsvermögen können relativ hoch sein. Das hohe Verformungsvermögen wurde aber auch auf die Laborbedingungen zurückgeführt, die eine starke Schädigung der Wand und damit eine Änderung der Auflagerbedingungen sowie ein Versagen des gerissenen Riegels aus der Ebene verhinderten. Das Verhalten der Riegel mit Stahlbetonbalken wurde stark von letzterem beeinflusst, zum Beispiel hinsichtlich Verformungsvermögen und Versagensmechanismus.

Die experimentellen Ergebnisse wurden verwendet, um mit der Software Tremuri, mit welcher Mauerwerksgebäude mittels Makro-Elementen modelliert werden können, Elemente für die Riegel zu kalibrieren. Den Elementen wurde durch geeignete Wahl der Materialparameter ein durch Schub dominiertes Verhalten aufgezwungen, um die Spitzenlast und den anschliessenden Lastabfall zu erfassen. Mit einem biegedominierten Element wäre wohl im inelastischen Bereich der Widerstand überschätzt worden, da diese Elemente durch einen relativ konstanten Widerstand über einen grösseren Verformungsbereich gekennzeichnet sind. Die anfängliche Steifigkeit musste in den meisten Fällen, vor allem bei den Riegeln mit Stahlbetonbalken, deutlich reduziert werden, um die experimentellen Daten gut abzubilden. Der Einfluss einer Zugstange, deren Kraftentwicklung von der Verlängerung des Versuchskörpers abhängt, war jedoch schwierig zu erfassen. Generell war es aber

numerisch möglich, die experimentellen Zyklen gut zu erfassen und es zeigte sich, dass die Riegel einen signifikanten Einfluss auf Verformung und maximalen Widerstand eines Gebäudes haben können. Ein Punkt für zukünftige Arbeiten ist daher die korrekte Erfassung des zyklischen Verhaltens von Mauerwerksgebäuden unter Berücksichtigung der durch die Riegel dissipierten Energie. Weiterhin sollten "klassische", bi-lineare Modelle verbessert werden, um den Lastabfall im inelastischen Bereich, eventuell durch das Einführen von Verformungslimits, besser zu modellieren. Zur besseren Kalibration der Berechnungsmodelle würden ausserdem weitere Experimente an Riegeln anderer Formen und mit anderen Konstruktionsarten benötigt.

Für praktische Anwendungen lassen sich die Ergebnisse wie folgt zusammenfassen:

- Mauerwerksgebäude stellen einen signifikanten Anteil der Schweizer Bausubstanz (über 50 % in den beiden in diesem Projekt näher untersuchten Städten). Ihre Verletzbarkeit beeinflusst damit wesentlich die Verletzbarkeit des gesamten Gebäudebestandes.
- Schweizer Mauerwerksgebäude sind weniger verletzlich als zu Beginn des Projektes, und auch in früheren Studien wie z.B. Aigle, gedacht (eher Vulnerabilitäts-kategorie C statt B)
- Fragilitätsfunktionen und empirische Methoden zur Untersuchung der Verletzbarkeit, die in anderen Ländern und Regionen entwickelt wurden, lassen sich nicht einfach auf die Schweiz übertragen, da der Gebäudebestand gewisse Unterschiede aufweist, und das Erdbebenverhalten somit nicht genau gleich ist.
- Das Verhalten der Riegel kann wesentlich das Verhalten eines Gebäudes beeinflussen, sowohl hinsichtlich Widerstand als auch hinsichtlich Verformungskapazität. Daher sollten die Riegel in der Modellierung berücksichtigt werden. Bei den hier untersuchten Gebäuden wurden gute Modellierungsergebnisse mit Makro-Elementen erzielt, wenn die Riegel mit schubdominierten Makro-Elementen modelliert wurden.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1. Einleitung</b> .....	<b>5</b>
1.1 Hintergrund und Ziel des Projektes .....	5
1.2 Erdbebengefährdung in der Schweiz .....	5
1.3 Erdbebenverletzbarkeit .....	7
1.4 Gliederung des Projekts .....	10
1.4.1 Teilprojekt: Erdbebenverletzbarkeit von bestehenden Mauerwerksgebäuden ( <i>Seismic vulnerability of existing masonry buildings</i> ) – EPFL .....	10
1.4.2 Teilprojekt: Auswertung der Schadendaten des Albstadt Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz .....	10
1.4.3 Teilprojekt: Nichtlineares Verformungsverhalten von Mauerwerksgebäuden – Experimente und numerische Simulationen ( <i>Nonlinear deformation behaviour of unreinforced masonry structures through testing and numerical simulations</i> ) –ETHZ, EUCENTRE .....	11
<b>2. Verletzbarkeit von Mauerwerksgebäuden</b> .....	<b>11</b>
2.1 Vorgehen zur Beurteilung der Verletzbarkeit.....	11
2.2 Schweizer Gebäudebestand .....	12
2.2.1 Typisierung.....	12
2.2.2 Repräsentative Beispielgebäude.....	14
2.2.3 Verteilung des Gebäudebestands.....	15
2.3 Analytische Bestimmung der Verletzbarkeit (EPFL).....	16
2.3.1 Motivation zur analytischen Studie .....	16
2.3.2 Dynamische Versuche an Mauerwerksgebäuden.....	17
2.3.3 Methode 1: Modellierung auf Basis der dynamischen Versuche .....	19
2.3.4 Methode 2: Vereinfachte analytische Modellierung .....	20
2.3.5 Vergleich der Methoden zur Modellierung .....	20
2.3.6 Berechnung der Fragilitätskurven.....	21
2.3.7 Vergleich der analytisch ermittelten Verletzbarkeit mit Schadendaten.....	24
2.4 Empirische Bestimmung der Verletzbarkeit .....	25
2.4.1 Auswertung und Aufbereitung der Schadensdaten aus Albstadt.....	25
2.4.2 Verletzbarkeit der Gebäude.....	26
2.4.3 Einflüsse auf die Schädigung der Gebäude .....	28
2.4.4 Datenbank repräsentativer Gebäude .....	28
<b>3. Nichtlineares Verformungsverhalten von Mauerwerk</b> .....	<b>29</b>
3.1 Modellierung von Mauerwerk .....	29
3.1.1 Existierende Ansätze.....	29
3.1.2 Rahmenmodelle und Makro-Elemente.....	30
3.2 Versuche an Mauerwerksriegeln .....	30
3.2.1 ETH Zürich .....	30
3.2.2 EUCENTRE .....	33
3.3 Kalibration des numerischen Modells .....	35
3.4 Modellierung der Beispielgebäude.....	37
3.5 Untersuchung der Schadensgrade.....	39
<b>4. Schlussfolgerungen</b> .....	<b>41</b>
<b>5. Glossar</b> .....	<b>43</b>

**6. Literatur.....44**

*Titelbild: Versuchskörper TUC der an der ETHZ im Rahmen dieses Projektes getesteten Riegel aus Beyer, Abo-El-Ezz, Dazio (2011).*

## 1. Einleitung

### 1.1 Hintergrund und Ziel des Projektes

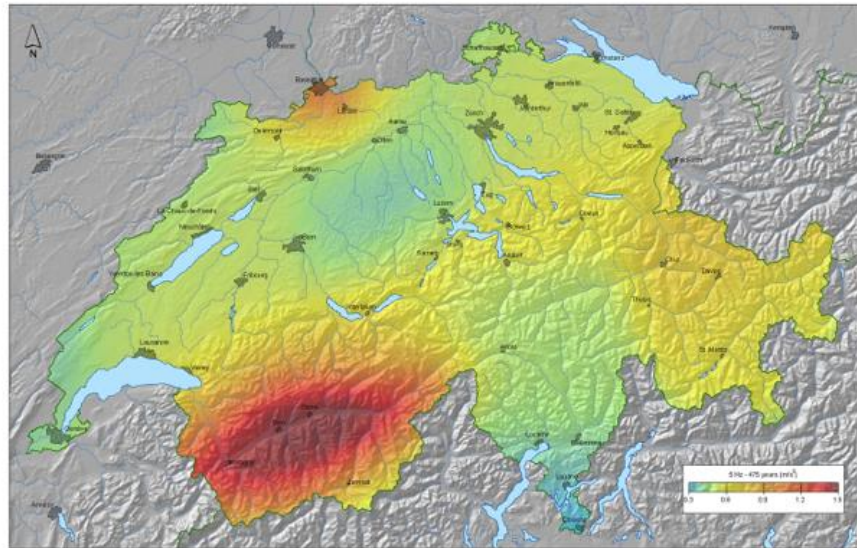
Die Präventionsstiftung der kantonalen Gebäudeversicherungen hat im Jahr 2005 ihre 3. Ausschreibung lanciert, in der zur Einreichung von Forschungsprojekten aufgerufen wurde, die sich mit der Verletzbarkeit bestehender Bauten bei Erdbeben beschäftigen. Für die Präventionsstiftung war das Erdbebenverhalten deshalb wichtig, weil sich das Erdbebenversicherungswesen rasch entwickelt, aber keine verlässlichen Verletzbarkeits- oder Verschiebungsfunktionen für Schweizer Gebäude vorhanden sind. Das heisst das Erdbebenverhalten des Schweizer Gebäudebestandes ist nahezu unbekannt. Gefördert werden sollten daher vor allem Projekte, mit deren Hilfe neue Erkenntnisse zum Verhalten von bestehenden Gebäuden gewonnen werden können oder die sich mit der Verstärkung von Gebäuden beschäftigen. Dabei standen insbesondere Mauerwerksgebäude im Fokus, da diese einen signifikanten Anteil des Schweizer Gebäudebestandes ausmachen.

Die Verletzbarkeit des Schweizer Gebäudebestandes war bereits in früheren von der Kantonalen Gebäudeversicherung finanzierten Projekten Gegenstand der Untersuchung. So wurde vor einigen Jahren die Verletzbarkeit am Beispiel der Stadt Aigle untersucht. Aigle wurde aufgrund der Grösse der Stadt und der lokalen seismischen Gefährdung als Beispiel gewählt. In dieser Studie kamen empirische Methoden zum Einsatz, mit denen sich die Besonderheiten des Schweizer Gebäudebestandes und der lokalen seismischen Gefährdung nur bedingt berücksichtigen lassen.

Zur Förderung wurden schliesslich drei Projekte ausgewählt, die sich alle mit dem Verhalten von bestehenden Gebäuden beschäftigen. In einem Teilprojekt sollte mit Experimenten und numerischen Modellen das nichtlineare Verformungsverhalten von Mauerwerk genauer untersucht werden. Ziel dieses Teilprojektes war es, Modelle und Empfehlungen zu entwickeln, mit denen eine realistische Modellierung von Mauerwerk möglich ist. In einem zweiten Teilprojekt wurde die Verletzbarkeit von bestehenden Gebäuden untersucht und zwei auf vereinfachten mechanischen Modellen beruhende Methoden zur Bestimmung der Verletzbarkeit entwickelt. Ziel dieses Projektes war es, auf den Schweizer Gebäudebestand angepasste Verletzbarkeitsfunktionen zu entwickeln. In einem dritten Teilprojekt wurden Schadendaten von einem Erdbeben analysiert, das sich in einem Gebiet, dessen Seismizität, ebenso wie die der Schweiz, als moderat eingestuft wird und dessen Gebäudebestand vergleichbar ist. Das Ziel war es, eine Datenbank mit Beispielgebäuden und Schäden zu erstellen, die zur Validierung für Studien zur Verletzbarkeit herangezogen werden kann.

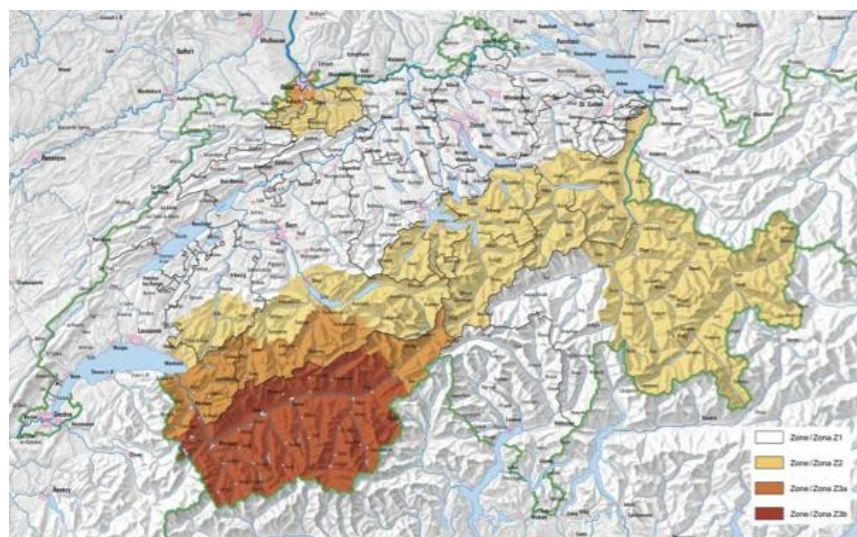
### 1.2 Erdbebengefährdung in der Schweiz

Die Schweiz ist ein Land, dessen Erdbebengefährdung im weltweiten Vergleich als gering bis mittel eingestuft wird. Innerhalb der Schweiz sind die Zonen mit der höchsten Gefährdung das Wallis, die Region Basel, sowie die Zentralschweiz, das Engadin und das St. Galler Rheintal. Bild 1 zeigt eine Gefährdungskarte der Schweiz, in welcher für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren die spektrale Beschleunigung bei 5 Hz dargestellt ist, das heisst die maximale Beschleunigung, die auf eine Struktur, deren Eigenfrequenz 5 Hz beträgt, einwirkt. Wie zu erkennen ist, zeichnen sich die bereits genannten Regionen durch die höchste erwartete spektrale Beschleunigung aus. Eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren und wird weltweit für die Ermittlung der Gefährdung, wie sie auch in den Normen definiert ist, angewendet.



*Bild 1: Gefährdungskarte der Schweiz - spektrale Beschleunigung bei 5Hz, aus Sellami et al. (2002).*

Die Übertragung auf die Baunormen geschieht in der Schweiz mittels der in Bild 2 dargestellten Karte der Erdbebenzonen. Diese Karte orientiert sich an der Gefährdungskarte und definiert verschiedene Zonen, in denen jeweils eine bestimmte Bodenbeschleunigung angesetzt wird. Die Zonenkarte stellt somit in gewisser Hinsicht eine Vereinfachung der Gefährdungskarte dar, in der die Gefährdung in bestimmten Abstufungen dargestellt ist und nicht graduell erfasst. In der Schweiz werden insgesamt vier Zonen unterschieden, Zone Z1, Z2, Z3a und Z3b, deren maximale Bodenbeschleunigungen 6 %, 10 %, 13 % und 16 % der Erdbeschleunigung entsprechen. Diese Bodenbeschleunigungen werden für ein fest definiertes Felsniveau angegeben. Lokal können sich höhere Beschleunigungen ergeben, wenn zum Beispiel über dem Fels Schichten lockerer Sedimente vorhanden sind, welche die Bewegungen verstärken.



*Bild 2: Erdbebenzonen in der Schweiz gemäss SIA 261.*

### 1.3 Erdbebenverletzbarkeit

Die Verletzbarkeit eines Gebäudebestandes hinsichtlich Erdbeben beschreibt die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Schäden. Je höher die Verletzbarkeit, desto umfangreicher die Schäden, das heisst desto mehr Gebäude sind betroffen, und desto stärker die Schädigung des einzelnen Gebäudes.

Zur Beschreibung der Verletzbarkeit von Gebäuden wurden in der Vergangenheit Verletzbarkeitsklassen entwickelt, basierend auf den Schädigungen, die an bestimmten Gebäudetypen nach früheren Erdbeben beobachtet wurden, zum Beispiel im EMS-98 (Grünthal et al. 1998). Tabelle 1 zeigt die sechs Verletzbarkeitsklassen nach EMS-98. Klasse A ist dabei die verletzbare Klasse, F die am wenigsten verletzbare. Wie die Tabelle auch zeigt, lassen sich Gebäude in der Regel nicht fest einer Klasse zuordnen, sondern es können nur mehr oder weniger wahrscheinliche Einteilungen getroffen werden, da die Verletzbarkeit im Detail von vielen Faktoren abhängt, wie zum Beispiel der Regelmässigkeit der Struktur, der Qualität der Materialien und der Ausführung, dem Zustand der Bausubstanz etc. Je nach Art des Gebäudes, kann die Bandbreite der möglichen Verletzbarkeitsklassen relativ gross sein. Während bei Gebäuden aus unbearbeiteten Natursteinmauerwerk fast immer Klasse A vorliegt, können Stahlbetonrahmen – je nach Ausführung – zwischen Verletzbarkeitsklasse A bis D liegen.

Tabelle 1 Verletzbarkeitsklassen nach EMS-98.

	Type of Structure	Vulnerability Class					
		A	B	C	D	E	F
MASONRY	rubble stone, fieldstone	○					
	adobe (earth brick)	○	—				
	simple stone	○					
	massive stone			○	—		
	unreinforced, with manufactured stone units	○					
	unreinforced, with RC floors			○	—		
	reinforced or confined				○	—	
REINFORCED CONCRETE (RC)	frame without earthquake-resistant design (ERD)			○	—		
	frame with moderate level of ERD				○	—	
	frame with high level of ERD					○	—
	walls without ERD			○	—		
	walls with moderate level of ERD				○	—	
	walls with high level of ERD					○	—
STEEL	steel structures				○	—	
	timber structures				○	—	

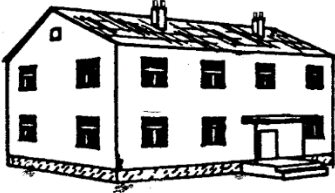




○ most likely vulnerability class; — probable range; .....range of less probable, exceptional cases

Die Schädigung eines Gebäudes wird gewöhnlich mittels sogenannter Schadensgrade (DG) beschrieben. Hierfür existieren mehrere Skalen, welche die Schädigungen in verschiedenen Abstufungen beschreiben. Viele der Skalen unterscheiden zwischen drei (leicht, mittel, schwer) bis fünf (vernachlässigbar bis leicht, moderat, substantiell, schwer, sehr schwer /



Einsturz) Schadensgrade, die qualitativen Beschreibungen der Schäden wie sie nach Erdbeben beobachtet werden entsprechen. Tabelle 2 zeigt die Schadensgrade nach EMS-98 für unbewehrte Mauerwerksgebäude inklusive einer Illustration der Schadensbilder. Zur Anwendung mit Berechnungsmodellen, mit denen das Verhalten der Gebäude unter seismischer Einwirkung modelliert werden soll, müssen diese qualitativen Beschreibungen der Schäden in mechanische Kenngrößen übertragen werden. Das heisst, die Schadensgrade müssen zum Beispiel in fest definierte Punkte auf der Kapazitätskurve, welche die Horizontallast über der zugehörigen Verformung des Gebäudes beschreibt, übertragen werden. Häufig verwendete mechanische Kenngrößen sind die Schiefstellung der Struktur oder das rechnerische ermittelte Einsetzen der Rissbildung oder Versagen einzelner Bauteile.

Tabelle 2: Beschreibung der Schadensgrade für unbewehrte Mauerwerksgebäude aus EMS-98.

Classification of damage to masonry buildings	
	<b>Grade 1: Negligible to slight damage</b> (no structural damage, slight non-structural damage) Hair-line cracks in very few walls. Fall of small pieces of plaster only. Fall of loose stones from upper parts of buildings in very few cases.
	<b>Grade 2: Moderate damage</b> (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in many walls. Fall of fairly large pieces of plaster. Partial collapse of chimneys.
	<b>Grade 3: Substantial to heavy damage</b> (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Large and extensive cracks in most walls. Roof tiles detach. Chimneys fracture at the roof line; failure of individual non-structural elements (partitions, gable walls).
	<b>Grade 4: Very heavy damage</b> (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors.
	<b>Grade 5: Destruction</b> (very heavy structural damage) Total or near total collapse.

Mittels der Kapazitätskurve und der mechanischen Beschreibung der Schadensgrade oder direkt mittels der Verletzbarkeitsklasse können Fragilitätsfunktionen berechnet werden.

Diese stellen die Überschreitungswahrscheinlichkeit aller Schadensgrade über der seismischen Anregung, also beispielweise der spektralen Beschleunigung oder der makroseismischen Intensität, dar. Die Fragilitätsfunktionen können somit auf zwei Arten ermittelt werden: analytisch oder empirisch. Bei analytischen Fragilitätsfunktionen werden Kapazitätskurven und physikalische Parameter wie die spektrale Beschleunigung zur Berechnung der Funktionen verwendet. Empirische Fragilitätsfunktionen werden zum Beispiel über die Vulnerabilitätsklassen und einen zugehörigen Vulnerabilitätsindex sowie die makroseismische Intensität berechnet. Wie bereits angedeutet ist die makroseismische Intensität keine physikalisch messbare Grösse, sondern ein Mass dafür, wie stark das Erdbeben von den Menschen wahrgenommen wird und wie viele Schäden auftreten. Tabelle 3 zeigt die Skala der makroseismischen Intensität nach EMS-98, die von Intensität I, Erdbeben die nicht von den Menschen wahrgenommen werden, bis XII, nahezu alle Gebäude werden zerstört, definiert ist.

Tabelle 3: Makroseismische Intensität nach EMS-98.

EMS intensity	Definition	Description of typical observed effects (abstracted)
I	Not felt	Not felt.
II	Scarcely felt	Felt only by very few individual people at rest in houses.
III	Weak	Felt indoors by a few people. People at rest feel a swaying or light trembling.
IV	Largely observed	Felt indoors by many people, outdoors by very few. A few people are awaked. Windows, doors and dishes rattle.
V	Strong	Felt indoors by most, outdoors by few. Many sleeping people awake. A few are frightened. Buildings tremble throughout. Hanging objects swing considerably. Small objects are shifted. Doors and windows swing open or shut.
VI	Slightly damaging	Many people are frightened and run outdoors. Some objects fall. Many houses suffer slight non-structural damage like hair-line cracks and fall of small pieces of plaster.
VII	Damaging	Most people are frightened and run outdoors. Furniture is shifted and objects fall from shelves in large numbers. Many well built ordinary buildings suffer moderate damage: small cracks in walls, fall of plaster, parts of chimneys fall down; older buildings may show large cracks in walls and failure of fill-in walls.
VIII	Heavily damaging	Many people find it difficult to stand. Many houses have large cracks in walls. A few well built ordinary buildings show serious failure of walls, while weak older structures may collapse.
IX	Destructive	General panic. Many weak constructions collapse. Even well built ordinary buildings show very heavy damage: serious failure of walls and partial structural failure.
X	Very destructive	Many ordinary well built buildings collapse.
XI	Devastating	Most ordinary well built buildings collapse, even some with good earthquake resistant design are destroyed.
XII	Completely devastating	Almost all buildings are destroyed.

## 1.4 Gliederung des Projekts

Das Forschungsprojekt bestand aus drei Teilprojekten, deren wesentliche Inhalte und Erkenntnisse in diesem Synthesebericht zusammengefasst sind. Die Koordination des Projektes wurde von Dr. Thomas Wenk, Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, durchgeführt. Im Folgenden werden die Ziele der drei Teilprojekte kurz dargestellt und die dabei erstellten Berichte aufgelistet. Die genannten Forschungsberichte bilden die Basis dieses Syntheseberichtes. Alle Informationen und Abbildungen in den folgenden Abschnitten sind jeweils, sofern nicht anders angegeben, direkt den jeweiligen Forschungsberichten entnommen.

### 1.4.1 Teilprojekt: Erdbebenverletzbarkeit von bestehenden Mauerwerksgebäuden (*Seismic vulnerability of existing masonry buildings*) – EPFL

Ziel dieses an der EPFL durchgeführten Teils des Forschungsprojektes war die Entwicklung realitätsnaher Vulnerabilitätsfunktionen für typische Schweizer Mauerwerksgebäude. Dazu wurden die Gebäudedaten von zwei Schweizer Städten ausgewertet, eine Typologie für Schweizer Gebäude erstellt und Daten für einige repräsentative Beispielgebäude zusammengestellt. Zur Berechnung der Kapazität, und daraus der Verletzbarkeit, der Gebäude wurden zwei verschiedene, analytische Methoden entwickelt. Eine erste Methode, bei der keine Kenntnis der Pläne und Materialparameter notwendig ist und bei der die dynamischen Eigenschaften der Gebäude mittels in-situ Messungen bestimmt werden. Die so ermittelten Eigenschaften bilden die Eingangsparameter der Modellierung. Die Basis der zweiten Methode ist eine analytische 2D Modellierung des Gebäudes, die einer vereinfachten Rahmenberechnung entspricht. Für die Beispielgebäude wurden mit beiden Methoden Verletzbarkeitsfunktionen ermittelt und mit Schadensdaten aus früheren Erdbeben verglichen.

Dieser Teil des Projektes ist in den folgenden Berichten dokumentiert:

- Seismic Vulnerability of Existing Masonry Buildings – Final Research Report (2009), Clotaire Michel, Marcelo Oropeza, Pierino Lestuzzi, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 10
- Seismic Vulnerability of Swiss Masonry buildings: Findings and issues – Research Report (2008), Clotaire Michel, Pierino Lestuzzi, Marcelo Oropeza, Eric Lattion, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 8
- On the seismic vulnerability assessment of unreinforced masonry buildings in Switzerland – Research Report (2007), Youssef Belmouden, Pierino Lestuzzi, EPFL IMAC, Lausanne

### 1.4.2 Teilprojekt: Auswertung der Schadendaten des Albstadt Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz

In diesem Projektteil wurden die Schadendaten des Erdbebens in Albstadt, Deutschland ausgewertet und aufbereitet. Albstadt wurde gewählt, da sein Gebäudebestand hinsichtlich Art und Alter vergleichbar mit dem Schweizer Bestand ist und sich dort in jüngerer Vergangenheit (1978) ein schädigendes Erdbeben ereignete, welches relativ gut dokumentiert ist. Für Albstadt können somit empirische Daten zusammengestellt werden, die für die Schweiz so nicht existieren, da die schädigenden Beben länger zurück liegen und nicht so gut dokumentiert sowie hinsichtlich Gebäudebestand weniger relevant sind.

Ziel des Projektteils war es, die Daten so aufzubereiten, dass sie in der Schweiz zum Beispiel zum Vergleich und zur Kalibrierung von Vulnerabilitätsstudien verwendet werden können. Die dokumentierten Schadendaten wurden hierzu unter Berücksichtigung verschiedener Kriterien zur Vulnerabilität der Gebäude selbst und zum Einfluss der Standorteigenschaften gruppiert und ausgewertet. Auf diese Weise konnte untersucht werden, welche Parameter

die Vulnerabilität massgeblich beeinflussen. Ausserdem wurde eine Auswahl an repräsentativen Gebäuden mit ihren baulichen Charakteristika und aufgezeichneten Schäden zusammengestellt, welche als Referenzgebäude für Vulnerabilitätsstudien verwendet werden können.

Der Projektteil wird im Abschnitt 2.4 zusammengefasst und ist im folgenden Bericht dokumentiert:

- Auswertung der Schadendaten des Albstadt Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz (2007), J. Schwarz, S. Beinersdorf, Th. Swain, M. Leibold, T. Langhammer, Ch. Kaufmann, Bauhaus Universität Weimar, Abschlussbericht

#### **1.4.3 Teilprojekt: Nichtlineares Verformungsverhalten von Mauerwerksgebäuden – Experimente und numerische Simulationen (*Nonlinear deformation behaviour of unreinforced masonry structures through testing and numerical simulations*) –ETHZ, EUCENTRE**

Ziel dieses Projektteils war die realistische Erfassung des nichtlinearen Verformungsverhaltens von Mauerwerksgebäuden. Hierzu wurde insbesondere der Einfluss des Verhaltens der Riegel auf das Verhalten der Gebäude untersucht. Dieser Einfluss wird bei der Modellierung oft vernachlässigt, da zum einen das Verhalten der Riegel nur unzulänglich bekannt ist und zum anderen das Vernachlässigen als auf der sicheren Seite liegend angesehen wird. Um das Verhalten der Riegel eingehender zu untersuchen wurden einige grossmassstäbliche Experimente an drei verschiedenen, häufig vorkommenden Arten von Riegeln durchgeführt. Die Versuchsergebnisse wurden dann dazu genutzt, Berechnungsmodelle zu entwickeln und zu kalibrieren. Anschliessend wurden zwei der im Teilprojekt zur Verletzbarkeit aufbereiteten Beispielgebäude unter Berücksichtigung des Beitrags der Riegel modelliert und die Ergebnisse mit den Ergebnissen des anderen Teilprojektes verglichen.

Dieser Teil des Projektes ist in den folgenden Berichten dokumentiert:

- The role of spandrel beams in the seismic performance of masonry buildings (2012), Marco da Parè, Andrea Penna, Maria Rota, Guido Magenes, Alessandro Dazio, EUCENTRE Pavia, Report No. 1
- Definition of damage grades – Comparison of drift limits for composite spandrel elements (2011), Elodie Bultot, Katrin Beyer, EPFL EESD, Technical Report
- Quasi-static cyclic tests on different types of masonry spandrels (2010), Katrin Beyer, Ahmad Abo-El-Ezz, Alessandro Dazio, ETHZ, Test Report, IBK Report 327

## **2. Verletzbarkeit von Mauerwerksgebäuden**

### **2.1 Vorgehen zur Beurteilung der Verletzbarkeit**

Prinzipiell existieren zwei Arten des Vorgehens zur Beurteilung der Verletzbarkeit: Empirische und analytische. Empirische Methoden nutzen die bei früheren Erdbeben erhobenen Schadensdaten und in der Regel die makroseismische Intensität, um die Erdbebeneinwirkung zu beschreiben. Bei analytischen Methoden werden Modelle entwickelt, mit denen das Verhalten der Gebäude unter seismischer Einwirkung berechnet wird. Das so berechnete Verhalten wird in Zusammenhang mit einer physikalischen Kenngrösse der Einwirkung, beispielsweise der maximalen Bodenbeschleunigung oder der spektralen Beschleunigung, zur Ermittlung der Verletzbarkeit verwendet. Das Vorgehen bei beiden Ansätzen ist in vielen

Punkten ähnlich. Zuerst werden im untersuchten Gebäudebestand die typischen Bauweisen und Eigenschaften identifiziert und die Gebäude entsprechend gruppiert und Typen zugeteilt. Für diese Typen werden anschliessend analytisch oder empirisch Verletzbarkeitsfunktionen ermittelt. Verletzbarkeitsfunktionen stellen die Schadensrate abhängig von der gewählten Kenngrösse der Einwirkung dar. Die Schadensrate ist eine Kombination des erwarteten Schadensgrades (DG) und der zugehörigen Verlustrate, das heisst des erwarteten Gebäudeschadens oder der erwarteten Anzahl der verletzten Personen beim gegebenen Schadensgrad. Bei empirischen Methoden wird oft direkt der bei einer gegebenen Intensität erwartete Schadensgrad für jeden Gebäudetypen ermittelt. Bei analytischen Methoden müssen die Schadensgrade physikalischen Phänomenen, wie zum Beispiel der Schiefstellung des Gebäudes, zugeordnet werden.

Konkret wurden in den vorliegenden Projekten im Teilprojekt an der EPFL analytische Methoden gewählt. Zuerst wurde der Gebäudebestand in zwei Schweizer Städten aufgenommen und typisiert. Anschliessend wurden zwei Methoden zur Berechnung des Verhaltens der Gebäude unter Erdbebeneinwirkung entwickelt: Eine Methode, die auf in den Gebäuden durchgeführten Messungen basiert und eine Methode, in der die Gebäudeantwort mit vereinfachten mechanischen Modellen berechnet wird. Die auf beide Arten ermittelten Kapazitätskurven wurden schliesslich zusammen mit den Definitionen der Schadensgrade zur Berechnung der Fragilitätskurven verwendet.

In dem in Weimar durchgeführten Teilprojekt wurden die nach einem Erdbeben in Albstadt aufgetretenen Schäden ausgewertet und aufbereitet. Dazu wurden die Gebäude ebenfalls kategorisiert, die untersuchten Stadtgebiete in Raster aufgeteilt und untersucht, wodurch die Schädigung beeinflusst wurde. Es wurden also bestehende Daten aufbereitet und somit eine Basis für zukünftige Verletzbarkeitsstudien geschaffen, zum Beispiel zur Kalibrierung der verwendeten Modelle.

## **2.2 Schweizer Gebäudebestand**

### **2.2.1 Typisierung**

Bei einer Typisierung werden Gebäude mit ähnlichen strukturellen Eigenschaften in Gruppen zusammengefasst, denen eine bestimmte Verletzbarkeit, zum Beispiel in Form einer Verletzbarkeitskurve, zugeordnet wird. Zur Beurteilung der Verletzbarkeit eines Gebietes mit vielen Gebäuden muss dann anschliessend nicht die Verletzbarkeit jedes einzelnen Gebäudes, sondern nur der im Gebiet vorhandenen Gebäudegruppen bewertet werden.

Bei der Typisierung der Schweizer Gebäude im Rahmen dieses Projektes wurden die Baumaterialien, das Alter, die Höhe der Gebäude, die Art des Tragwerkes und die Nutzung berücksichtigt (Michel et al., 2008). Die Typisierung ist angelehnt an die Typisierung nach EMS-98 (Grünthal, 1998), bezieht aber zusätzliche Informationen zur Grösse der Gebäude mit ein. Das Ziel war es, eine Typisierung zu erstellen, die zum einen ausreichend detailliert ist, dass anschliessend analytische Modelle der Gebäude erstellt werden können, und zum anderen einfach genug ist, dass Ingenieure bei einem Besuch vor Ort die Gebäude sofort einer bestimmten Klasse zuordnen können. Dies führte schliesslich zu der in Tabelle 4 dargestellten Typisierung, in welche folgende Kriterien eingeflossen sind:

- Baumaterial des Tragwerkes: Mauerwerk – Ziegel, bearbeiteter Stein, Naturstein etc., Stahlbeton, Holz, Stahl
- Art der Decken: Steif, z.B. Stahlbeton, oder weich, z.B. Holz
- Nutzung: städtisch oder ländlich, Einfamilienhaus, Apartmenthaus, industriell, kommerziell etc.
- Art des Tragwerkes: Wände, Rahmen, vorgefertigte Elemente

Tabelle 4: Typisierung der Schweizer Gebäude aus (Michel et al., 2008).

Material for walls	Floor	Use	Class	Description
Fieldstone (M1)	wood	Urban	M1u	Urban building before 1850
		Rural	M1i	Detached house before 1850
Stone-wood mixed (M2)	wood		M2	House with stone-wood mixed
Simple stone (M3)	wood	Urban	M3-1u	Urban building with stone walls and wood floors after 1850
		Rooming house	M3-1i	Detached rooming house with stone walls and wood floors after 1850
		Single-family house	M3-1ind	Single-family house with stone walls and wood floors after 1850
	stiff	Urban	M3-2u	Urban building with stone walls and stiff floors
		Rooming house	M3-2i	Detached rooming house with stone walls and stiff floors
		Single-family house	M3-2ind	Single-family house with stone walls and stiff floors
Massive stone (M4)			M4	Massive stone masonry building
Brick (M5)	wood	Single-family house	M5ind	Single-family house with brick walls and wood floors
Manufactured stone units (bricks, concrete-blocks) (M6)	stiff	Collective building	M6c1	Collective building with modern masonry before 1970
		Collective building	M6c2	Collective building with modern masonry after 1970
		Rooming house	M6i	Rooming house with modern masonry
		Single-family house	M6ind	Single-family house with modern masonry
RC-Brick	RC	Collective building	RCM	RC-Masonry dual system
Reinforced Concrete (RC)	RC	Collective building Commercial, Offices	RC1	RC moment frames
			RC2	RC shear walls
			RC3	RC dual system
			RCP	RC precast structures
Steel (S)	flexible	Collective, Industrial, Commercial	S1	Steel moment frames
	RC		S2	Steel moment frames with RC slabs
	RC		S3	Steel moment frames with cast-in-place concrete shear walls
Wood (W)	wood	Single-family house, Farmhouse	W1	Timber frame with adobe or wooden planks
			W2	Timber frame with wooden panel

Um die Informationen zum Gebäudebestand zusammenzustellen und allgemein zugänglich zu machen, wurde eine Datenbank erstellt, die geographische Informationssysteme (GIS) nutzt. In zwei Schweizer Städten, Visp (VS) und Renens (VD), wurde der vorhandene Gebäudebestand aufgenommen und jedem Gebäude ein Gebäudetyp nach EMS-98 und ein "Schweizer" Typ aus Tabelle 4 zugeordnet. Damit wurde eine erweiterbare Datenbank geschaffen, die Informationen zur Art und geographischen Verteilung des Gebäudebestands bereitstellt und auch für weitere Studien zur Vulnerabilität genutzt werden könnte.

Die im Rahmen der Auswertung der Schäden von Albstadt erstellte Typisierung der Mauerwerksgebäude orientierte sich ebenfalls am EMS-98 (Grünthal et al. 1998). Diese Typisierung wurde spezifisch für das vom Erdbeben betroffene und in diesem Projekt untersuchte Teilgebiet erstellt. Es wurde dabei nicht nach der Nutzung unterschieden, dafür aber nach der Anzahl der Geschosse. Die Typen mit der grössten Anzahl Gebäude waren in diesem Fall gemischte Mauerwerks- und Fachwerkgebäude, unbewehrte Mauerwerksgebäude mit Stahlbetondecken und unbewehrte Mauerwerksgebäude mit Holzdecken.

## 2.2.2 Repräsentative Beispielgebäude

Im Rahmen der an der EPFL durchgeführten Teilstudie wurde eine Liste von 22 repräsentativen Gebäuden erstellt, die genauer untersucht wurden, siehe Tabelle 5. Der Grossteil dieser Gebäude befindet sich in den Kantonen Wallis und Waadt, zwei der Gebäude stehen aber nicht in der Schweiz sondern in L'Aquila, Italien. Für die Gebäude wurden nähere Informationen, zum Beispiel hinsichtlich Baumaterial, Regelmässigkeit, Dimensionen und Baujahr, zusammengetragen. Ausserdem wurden von den Gebäuden in L'Aquila Informationen zu den Schädigungen nach dem Erdbeben in 2009 aufgenommen.

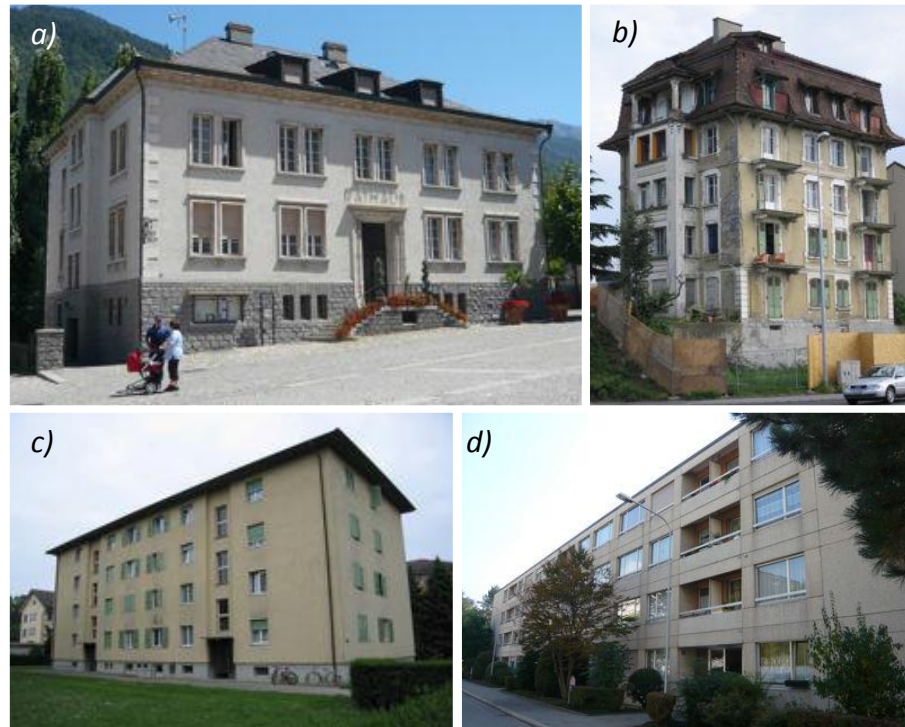
Tabelle 5 Liste der repräsentativen Beispielgebäude.

#	Typ	Ort	Name	# Etagen	Baujahr
1	M1	Sion (VS)	N.-D. Valère		11. Jh.
2	M1i	Visp (VS)	Courthouse	3	1699
3	M3-1i	Visp (VS)	City Hall	3	1900
4	M3-2i	Rocca di Cambio (Italy)	Saas Fee	3	1942
5	M3-2i	Sion (VS)	Chateauneuf 1	4	1920s
6	M3-2i	Sion (VS)	Chateauneuf 2	4	1920s
7	M3-2i	Lausanne (VD)	Chablais 30	6	1900
8	M6c1	Yverdon (VD)	Jaquier 14-16	4	1940s
9	M6c1	Visp (VS)	Litternaweg 7	3	1964
10	M6c1	Visp (VS)	Litternaweg 9	3	1959
11	M6c1	Pully (VD)	Chamblandes 56	3	1960s
12	M6c1	Bern (BE)	Burgerheim	15	1960s
13	M6ind	Monthey (VS)	Crochetan 54	1	1940s
14	M6ind	Sion (VS)	Ferme Oasis	2	?
15	M6ind	L'Aquila (Italy)	SS80 79	2	1967
16	RCM	Delémont (JU)	Morépont 2	7	1978
17	RCM	Sion (VS)	La Butte	7	1970s
18	RCM	Visp (VS)	Napoleonstr. 22-26	5	1980s
19	RCM	Lausanne (VD)	Grey 16-20	5	1970s
20	RCM	Chêne-Bougeries (GE)	Montagne L	7	1968
21	RCM	Chêne-Bougeries (GE)	Montagne I	7	1968
22	RCP	Lausanne (VD)	Grey 22	11	1970s

Die Untersuchungen in diesem Projekt konzentrieren sich auf Mauerwerksgebäude, daher ist auch der Grossteil der Beispielgebäude aus Mauerwerk. Drei der 22 Beispielgebäude bestehen aus Steinmauerwerk mit Holzbalkendecken (Typen M1 und M3-1 nach Tabelle 4) vier weitere aus Steinmauerwerk mit Stahlbetondecken (Typ M3-2i). Diese Gebäude sind die

älteren der untersuchten Strukturen und wurden alle spätestens anfangs des 20. Jahrhunderts gebaut. Die übrigen Beispielgebäude wurden ab etwa den 1940er Jahren erstellt. Es handelt sich dabei um acht Mauerwerksgebäude des Typs M6c nach Tabelle 4, sechs gemischte Mauerwerks-Stahlbetongebäude und eine vorgespannte Betonstruktur. In Bild 10 sind exemplarisch einige Beispielgebäude der genannten Kategorien abgebildet.

Diese Gebäude wurden näher untersucht, um einerseits einen detaillierteren Einblick in typische Bauweisen zu erhalten und andererseits Daten für weitere, auch analytische Überprüfungen, aufzubereiten.



*Bild 3: Beispiele von Gebäuden der Typen a) M3-1i Steinmauerwerk mit Holzbalkendecken, einzeln stehend (Gebäude Nr. #3), b) M3-2i Steinmauerwerk mit Stahlbetondecken, einzeln stehend (#7), c) M6c1 modernes Mauerwerk, Apartmenthaus mit Baujahr vor 1970 (#8) und d) RCM gemischte Struktur Mauerwerk – Stahlbeton (#19).*

### 2.2.3 Verteilung des Gebäudebestands

Für die beiden Schweizer Städte Visp (VS) und Renens (VD) wurden GIS-Datenbanken zum Gebäudebestand erstellt. Diese Datenbank kann leicht um andere Städte und Regionen erweitert werden und stellt Informationen zur Art und Verteilung des Gebäudebestandes bereit, das heisst sie kann die für grossmassstäbliche Verletzbarkeitsstudien benötigte Exposition ("exposure") liefern.

Bei den beiden als Beispiel gewählten Städten handelt es sich um zwei ehemalige Industriestädte, die gemäss SIA 261 in den Erdbebenzonen Z1 (Renens) und Z3b (Visp) liegen. In beiden Städten wurden 60 – 70 % des Gebäudebestandes nach 1945 erstellt und etwa zwei Drittel bestehen aus Mauerwerk, siehe Bild 4. In beiden Städten dominieren mittelhohe Gebäude, Häuser mit 6 Geschossen oder mehr sind nur wenige vorhanden. Das



Steinmauerwerk in beiden Städten ist etwas unterschiedlich: In Renens sind viele, anfangs des 20. Jahrhunderts gebaute, einzeln stehende Wohnhäuser, aus Steinmauerwerk, in Visp hingegen vor allem das historische Stadtzentrum.



Bild 4: Verteilung der Bauweisen in a) Renens (VD) und b) Visp (VS).

Für eine erste Einschätzung wurde die Datenbank für Visp und Renens für eine empirische Betrachtung der Verletzbarkeit benutzt. Dazu wurden zwei Methoden angewandt: Die für Europa entwickelte Risk-UE Methode (2003) und die auf Basis italienischer Studien für Grenoble entwickelte VulneRAIp Methode (Guégen et al., 2007). Bei beiden Methoden wird den Gebäuden ein Vulnerabilitätsindex zugeteilt. Damit lassen sich direkt die Schadensgrade der Gebäude für eine gegebene makroseismische Intensität prognostizieren.

## 2.3 Analytische Bestimmung der Verletzbarkeit (EPFL)

### 2.3.1 Motivation zur analytischen Studie

Bild 5 zeigt die mit den beiden im vorigen Abschnitt genannten Methoden ermittelte Verteilung der Schadensgrade für die Intensität VIII, die dem Erdbeben entspricht, das sich 1855 in Visp ereignet hat. Wie zu erkennen ist, werden mit der Risk-UE Methode generell geringere Schäden vorhergesagt. Für das historische Stadtzentrum sind die Ergebnisse mit einem mittleren Schadensgrad DG3 in beiden Fällen aber ähnlich und in Übereinstimmung mit den historischen Aufzeichnungen. Gemäss der Aufzeichnungen gab es im Stadtzentrum aber auch einige Gebäude die teils oder ganz eingestürzt sind (entsprechend DG4 und DG5), was mit den empirischen Methoden nicht vorhergesagt wird. Die empirischen Methoden geben somit einen guten ersten Einblick in die Verletzbarkeit, liefern aber keine sehr detaillierten Ergebnisse. Allerdings zeigt der Vergleich auch, dass empirische Methoden nicht ohne weiteres ausserhalb der Region, für die sie entwickelt wurden, angewendet werden können, da der Gebäudebestand andere Eigenschaften haben kann und die empirischen Daten somit nicht direkt übertragbar sind.

Die analytische Bestimmung der Verletzbarkeit wurde durchgeführt, um die Eigenschaften des Gebäudebestandes in der Schweiz genauer berücksichtigen zu können. Ein weiterer Vorteil ist, dass analytisch die Einwirkung detaillierter ermittelt werden kann, indem zum Beispiel Mikrozonierungsstudien verwendet werden.

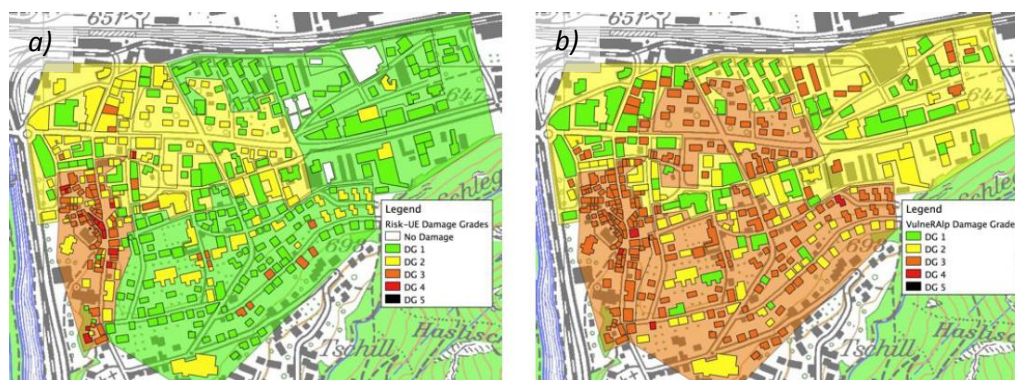


Bild 5: Für die dem Erdbeben von 1855 entsprechende Intensität VIII prognostizierte Schadensgrade in Visp nach a) Risk-UE und b) VulneRALp.

### 2.3.2 Dynamische Versuche an Mauerwerksgebäuden

Um einen besseren Einblick in das dynamische Verhalten der repräsentativen Beispielgebäude zu bekommen, wurden in den Gebäuden Messungen unter Umgebungsschwingungen durchgeführt. Dabei wurden in der Regel mehrere Messgeräte in den Gebäuden aufgestellt, welche die durch normale Umwelteinflüsse (Wetter, Atmosphäre etc.) entstehenden, sehr schwachen Schwingungen registrieren. Die registrierten Schwingungen wurden anschliessend hinsichtlich ihres Frequenzgehaltes ausgewertet. In allen Gebäuden liessen sich damit die Eigenfrequenzen in Längs- und Querrichtung und gegebenenfalls das Vorhandensein von Torsionsschwingungen bestimmen.

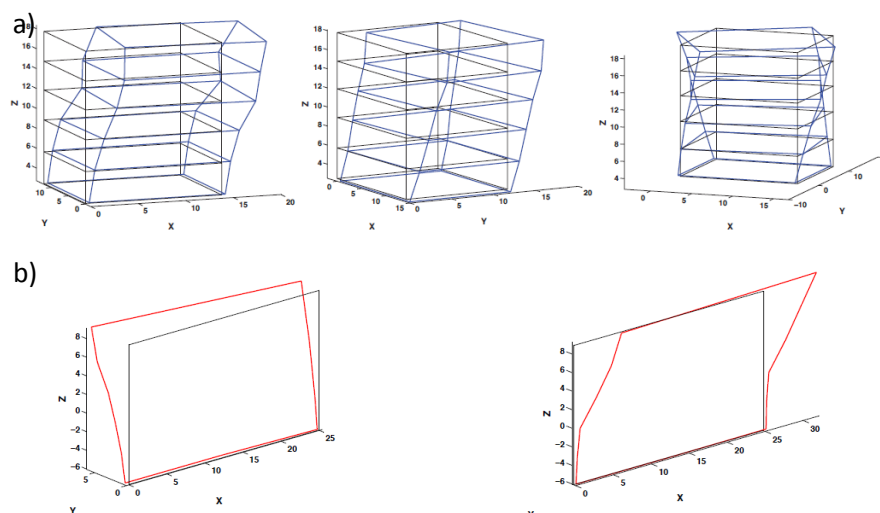


Bild 6: Experimentell mittels Messungen der Umgebungsschwingungen ermittelte Eigenformen a) des in Bild 3 b) dargestellten Gebäudes des Typs M3-2i (Gebäude #7) und b) des in Bild 3 d) dargestellten Gebäudes des Typs RCM (Gebäude #19).

Bei den Gebäuden, die gleichzeitig mit mehreren Messgeräten instrumentiert waren, wurden nicht nur die Eigenfrequenzen, sondern durch eine Korrelation der verschiedenen Messungen auch die zugehörigen Eigenformen ermittelt. So konnte beispielsweise genauer

untersucht werden, ob und wie die Schwingungen in den verschiedenen Richtungen gekoppelt sind, welche Gebäude anfällig für Torsion sind und ob die Verformungen eher durch Biegung dominiert sind oder durch Schub. Allerdings hat sich gezeigt, dass sich die Schwingungsformen der Gebäude nicht einfach mit den Standardformen eines schub- oder biegedominierten Kragarms vergleichen lassen, sondern komplexer sind. Bild 6 zeigt die auf diese Art ermittelten Eigenformen eines Mauerwerksgebäudes (M3-2i) und eines gemischten Mauerwerk-Stahlbetongebäudes (RCM).

Bei dem in Bild 3 b) und Bild 6 a) dargestellten Gebäude #7 waren im Zeitraum des Projektes Umbauten im Gange, so dass dort auch der Einfluss der Steifigkeit der Decke und weiterer Einbauten quantitativ untersucht werden konnte. Im ursprünglichen Zustand hatte dieses Gebäude Holzbalkendecken, die dann durch Stahlbetondecken ersetzt wurden. Ausserdem wurden einige nicht-tragende Trennwände eingebaut. Mittels der Messungen konnte identifiziert werden, dass das Ersetzen der Holzbalkendecken mit Stahlbetondecken die Steifigkeit des Gebäudes um etwa 35 % angehoben hat und das Einbauen der Trennwände einen weiteren Steifigkeitszuwachs von 16 % bedingte.

Des Weiteren liessen sich die Messergebnisse dazu verwenden, Zusammenhänge zwischen der Gebäudehöhe und den gemessenen Frequenzen zu untersuchen. In Bild 7 sind die gemessenen Grundschwingzeiten über der Gebäudehöhe dargestellt und mit einer in einem früheren Projekt auf ähnliche Weise abgeleiteten linearen Näherung für Stahlbetongebäude verglichen. Wie sich zeigt, sind die Mauerwerksgebäude tendenziell weicher als in der Näherung abgeschätzt, das heisst eher weicher als die Stahlbetongebäude. Insgesamt liegen aber fast alle experimentell ermittelten Frequenzen im Bereich der Näherung plus minus eine Standardabweichung.

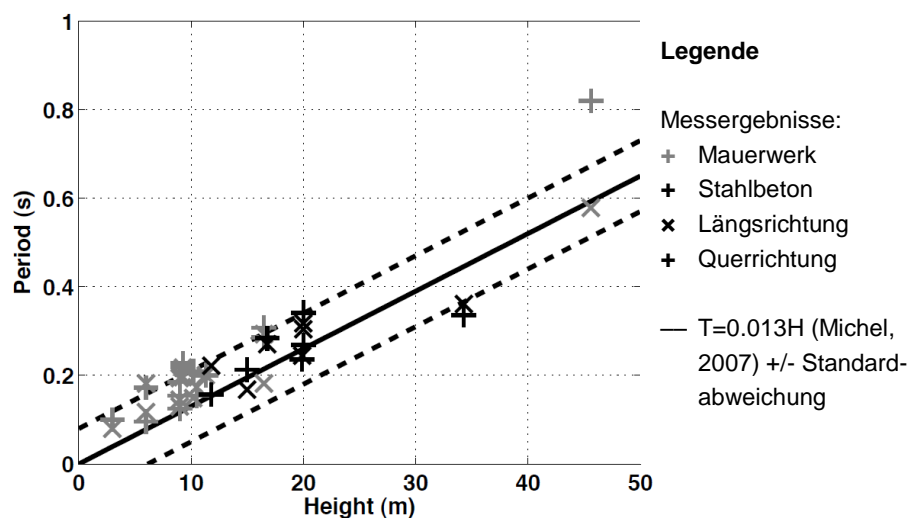


Bild 7: Aus Messungen der Umgebungsschwingungen bestimmte Grundschwingzeiten der Gebäude über ihrer Höhe.

Im Hinblick auf Anwendungen im Erdbebeningenieurwesen und somit auch auf die in diesem Projektteil folgende analytische Modellierung liessen sich aus den hier und auch in anderen Projekten durchgeführten Messungen mehrere Erkenntnisse ziehen. Eine Änderung der Deckenstruktur aber auch der Einbau von "nicht-tragenden" Elementen, wie Trennwänden oder vorgehängten Fassaden, bedingt eine Änderung der Steifigkeit des Gebäudes und somit des dynamischen Verhaltens. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass ein Teil dieser Elemente mit Verbindungen befestigt sein können, die unter Erdbebenbelastung versagen können, was

dazu führen würde, dass diese Elemente nicht mehr zur Steifigkeit beitragen. Diese Steifigkeitsänderungen sowie zum Beispiel das Einsetzen der Rissbildung sind bei der Interpretation und Verwendung der unter Umgebungsschwingungen bestimmten Grundswingzeiten zu berücksichtigen. Für Mauerwerksgebäude wurde zum Beispiel abgeschätzt, dass die Grundswingzeit um etwa 50 % länger wird, bevor das elastische Limit erreicht ist, das in bilinearen Modellen den Übergang zum plastischen Bereich markiert. Die Eigenformen hingegen ändern sich bis zum Auftreten schwerer Schäden nur wenig, so dass diese zum Vergleich mit berechneten Formen verwendet werden können. Die aus Umgebungsschwingungen ermittelte Dämpfung kann allerdings nicht zur Kalibration von Modellen für das Erdbebenverhalten verwendet werden.

### 2.3.3 Methode 1: Modellierung auf Basis der dynamischen Versuche

Die Informationen, die aus den Messungen der Umgebungsschwingungen gewonnen werden können, wurden dazu verwendet, ein Modellierungsverfahren zu entwickeln. Für diese Modellierung ist keine Kenntnis der Gebäudepläne und Materialparameter erforderlich. Als Eingabe benötigt werden lediglich die äusseren Abmessungen des Gebäudes und die Ergebnisse der Schwingungsmessungen. Da die aus den Schwingungsmessungen ermittelten Eigenformen nur bis zu dem Auftreten schwerer Schäden gültig sind, kann die darauf basierende Methode auch nur zur Modellierung des Verhaltens bis zur schweren Schädigung verwendet werden und nicht bis zum Einsturz. Diese Modellierung ist daher eine Ergänzung zu verformungsbasierten Berechnungsmethoden, welche darauf abzielen, die Verformungskapazität eines Gebäudes bis zum Einsturz zu modellieren.

Das Gebäude wird bei dieser Methode eindimensional (1D) modelliert. Jedes Geschoss wird abgebildet durch eine konzentrierte Masse mit drei Freiheitsgraden: den horizontalen Verschiebungen in beide Hauptrichtungen des Gebäudes und der Rotation um die vertikale Achse. Die Eigenformen dieses 1D-Modells sowie die Grundswingzeit werden durch die Auswertung der Schwingungsmessungen im Gebäude bestimmt. Wie bereits im vorigen Abschnitt angedeutet, kann angenommen werden, dass sich die Eigenformen bis zum Auftreten schwerer Schäden nicht verändern, die Grundswingzeit jedoch infolge zunehmender Schädigungen und damit abnehmender Steifigkeit zunimmt. Eine Beziehung zwischen Grundswingzeit und Verformung wurde für Mauerwerksgebäude mittels der Ergebnisse pseudodynamischer Versuche aus der Literatur hergeleitet. Mit dieser Beziehung lässt sich dem Gebäude abhängig von der maximalen Stockwerksschiefstellung eine entsprechende Grundswingzeit zuordnen.

Die Schadensgrade DG1 „leichte Schäden“ bis DG3 „schwere Schäden“ wurden, wie bei Modellen dieser Art üblich, über die Stockwerksschiefstellung  $\delta$  wie folgt definiert:

- DG1 „leichte Schäden“: Erste Rissbildung  $\delta = 0.05 \%$
- DG2 „moderate Schäden“: Elastisches Limit  $\delta = 0.1 \%$
- DG3 „schwere Schäden“:  $\delta = 0.3 \%$

Die Definition der Schadensgrade basiert auf Vorschlägen aus der Literatur (Calvi, 1999) und der Auswertung der ESECMaSE (2008) Tests.

Mit dieser Methode werden somit für jedes Verformungslimit bis hin zu schweren Schäden die – immer gleich bleibende – Eigenform und die zugehörige Grundswingzeit modelliert. Dies ist möglich ohne Kenntnis der Pläne auf Basis von in-situ durchgeführten dynamischen Messungen. Die Grundswingzeit kann dazu verwendet werden, um die einwirkende spektrale Beschleunigung und damit basierend auf dem zugrunde gelegten Spektrum den Verformungsbedarf des Gebäudes zu berechnen. Die Ergebnisse der Modellierung – Schiefstellung, Grundswingzeit und daraus folgender Verformungsbedarf – können direkt dazu verwendet werden, Fragilitätskurven für DG1 bis DG3 zu berechnen. Eine

Kapazitätskurve im eigentlichen Sinne, also eine Kurve, die das Last-Verformungsverhalten der Struktur beschreibt, wird mit dieser Methode eigentlich nicht berechnet, es kann aber eine „Pseudo-Kapazitätskurve“ genannte Relation zwischen spektrale Beschleunigung und Verformung zum Vergleich mit üblichen Kapazitätskurven berechnet werden.

### 2.3.4 Methode 2: Vereinfachte analytische Modellierung

Die im Projekt angewandte vereinfachte analytische Modellierung orientierte sich an der von Lang (2002) vorgeschlagenen, verformungsbasierten Methode. Bei dieser nichtlinearen, statischen Methode werden die bilinearen Kapazitätskurven der einzelnen Wände berechnet und aufaddiert zur bilinearen Kapazitätskurve des Gebäudes. Die Methode entspricht einer vereinfachten Rahmenberechnung, bei welcher die Nullmomentenhöhe, die sich normalerweise aus der Rahmenrechnung abhängig von Randbedingungen und Steifigkeiten ergibt, nicht berechnet wird, sondern muss als Eingabeparameter definiert werden. Die elastische Verformung wird wie die Verformung eines Biegebalkens unter Berücksichtigung der Schubsteifigkeit berechnet. Die Verformungskapazität bis zum Einsturz des Gebäudes wird mit der Hypothese berechnet, dass sich die plastischen Verformungen im untersten Geschoss konzentrieren und die oberen Geschosse elastisch bleiben.

In diesem Projekt wurden gegenüber der Originalmethode nach Lang (2002) in mehreren Punkten Änderungen vorgenommen:

- Berechnung der elastischen Verformung  $\Delta_y$
- Berechnung der Grundschiwingzeit
- Verformungskapazität  $\Delta_u$

Die elastische Verformung wird unter Einwirkung einer Horizontallast und mit Berücksichtigung der Verformung aus der Rotation berechnet. Die Funktion zur Berechnung der Verformung ist abhängig von der Gesamthöhe der Wand, der Höhe eines Wandpfeilers wie er durch Öffnungen definiert ist, einem Formfaktor und der effektiven Steifigkeit. Die Grundschiwingzeit wird dann abhängig von der elastischen Verformung und dem Rayleigh Koeffizienten berechnet. Durch einen Vergleich mit der Originalmethode hat sich gezeigt, dass damit vor allem bei mittelhohen und hohen Gebäuden deutliche Unterschiede auftraten.

Zur Berechnung der Verformungskapazität wurde eine Beziehung verwendet, die ausser den von Lang (2002) berücksichtigten Parametern, das heisst der Höhe  $h_p$  und Länge  $l_w$  der Wandpfeiler sowie der Druckspannung  $\sigma_n$ , die Nullmomentenhöhe  $h_0$  und die Druckfestigkeit des Mauerwerks  $f_{xd}$  berücksichtigt. Diese Beziehung wurde mittels einer gegenüber Lang (2002) erweiterten Datenbank erstellt, um die Variabilität der Vorhersage zu verringern.

### 2.3.5 Vergleich der Methoden zur Modellierung

Für die in Abschnitt 2.2.2 genannten Beispielgebäude wurden Vergleiche mit verschiedenen Modellen durchgeführt. Die Gebäude wurden ausser mit den näher vorgestellten, im Rahmen dieses Projektes entwickelten Methoden, auch kraftbasiert 3D modelliert. Damit wurde zum Beispiel untersucht, welche Nullmomentenhöhe  $h_0$  sich einstellt und welchen Einfluss die Steifigkeit auf die Resultate hat. Aufgrund des Vergleichs mit den numerischen Modellen wurde in den analytischen Modellen in vielen Fällen angenommen, dass  $h_0$  der Stockwerkshöhe entspricht.

Bezüglich der Grundschiwingzeiten wurde festgestellt, dass die kraftbasierten 3D Modelle unzuverlässige Resultate lieferten, die nicht für die Beurteilung herangezogen werden konnten. Teils wurden die Schwingzeiten überschätzt, teils unterschätzt. Die in den vorigen



Abschnitten vorgestellten verformungsbasierten Modelle lieferten jedoch kohärente Resultate, wie auch Bild 8 zeigt. Die Grundschiwingzeit ist in diesen Diagrammen nicht direkt dargestellt, sondern entspricht der anfänglichen Steigung der Kapazitätskurven. Zum Vergleich dargestellt sind auch die Kurven für die entsprechenden Gebäudetypen nach der Risk-UE (2003) Methode. In diesen Kurven werden eine grössere Flexibilität und damit eine grössere Schwingzeit der Gebäude angenommen.

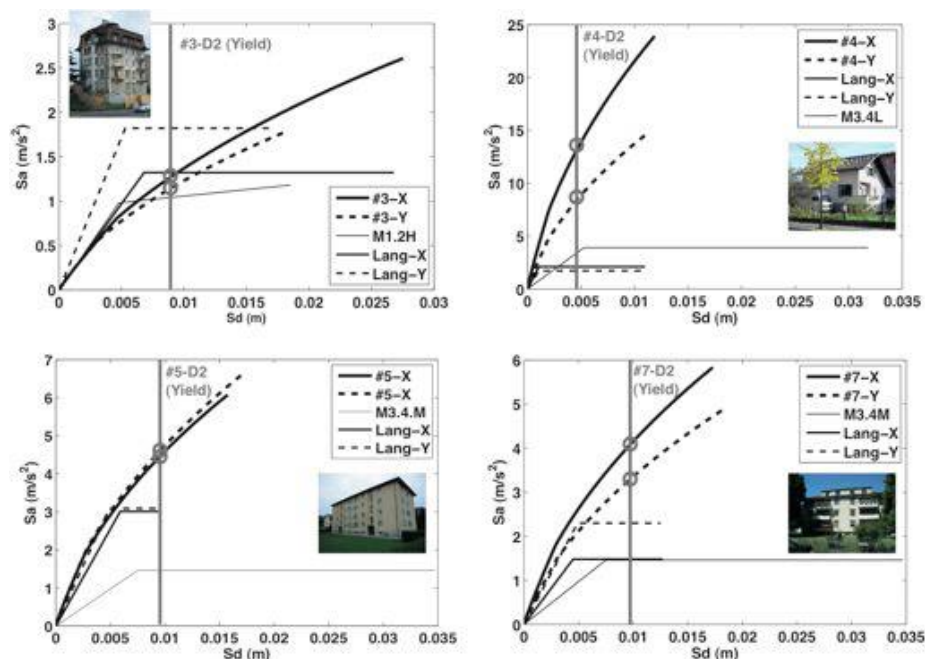


Bild 8: Vergleich der Kapazitätskurven: Methode basierend auf den Messungen "#", Kurven für Gebäudetypen nach Risk-UE (2003) "M" und modifizierte Methode nach Lang (2002).

Bei der Interpretation dieser Resultate hinsichtlich der Grundschiwingzeit ist zu berücksichtigen, dass sich die verformungsbasierten Modelle teils auf Messungen stützen. Generell wurde auf Basis der Vergleiche gefolgert, dass die vereinfachten Methoden diesbezüglich mit einer gewissen Unsicherheit behaftet sind aufgrund der nicht genau bekannten Parameter  $h_0$  und effektive Steifigkeit. Weiterhin besteht eine Streuung hinsichtlich der Beziehung zur Bestimmung der Verformungskapazität der Wände und somit hinsichtlich der Verformungskapazität der Gebäude. Dies lässt sich ebenfalls in Bild 8 erkennen. Es ist auffällig, dass die zu DG3 "schwere Schäden" gehörende spektrale Verformung nach der auf den Messungen basierenden Methode teils höher ist als die Verformungskapazität des Gebäudes, DG4, nach der modifizierten Methode Lang (2002). Gründe dafür könnten sein, dass die Methode Lang (2002) sehr vorsichtige Abschätzungen der Verformungskapazität liefert, was bereits in früheren Studien gezeigt wurde, sowie dass die Drift Limits der in diesem Projekt vorgeschlagenen Methode eventuell abhängig von der Gebäudehöhe und damit der Axiallast in den Wänden nach unten korrigiert werden müssten, analog zu einem von der Druckspannung abhängigen  $\delta_v$ . Die Verformungskapazität nach Risk-UE ist aber in der Regel ebenfalls deutlich höher als nach Lang.

### 2.3.6 Berechnung der Fragilitätskurven

Fragilitätskurven stellen die Wahrscheinlichkeit, gegebene Schadensgrade zu überschreiten, in Abhängigkeit der seismischen Einwirkung dar. In diesem Teilprojekt wurden die Kurven,

wie üblich, durch eine kumulative Log-Normalverteilung, die über ihren Mittelwert und die Standardabweichung definiert ist, dargestellt. Als Einwirkung wurde die spektrale Verschiebung bei der Eigenfrequenz der Struktur bei 5 % Dämpfung verwendet. Diese spektrale Verschiebung wurde gemäss der EC8 Methode mit einem elastischen Antwortspektrum ermittelt.

Beim Vergleich der Fragilitätskurven, die mit den beiden in diesem Projekt angewandten Methoden ermittelt wurden, sind zwei Punkte zu berücksichtigen:

- Bei der in Abschnitt 2.3.3 dargestellten Modellierung auf Basis der in-situ Messungen wird jedem Schadensgrad, das heisst jeder Verformung, eine entsprechende Grundschwingzeit zugeordnet, um die Verlängerung der Schwingzeit mit zunehmender Schädigung zu berücksichtigen. Folglich wird die spektrale Verschiebung für jeden Schadensgrad mit einer anderen Schwingzeit ermittelt. Bei der in Abschnitt 2.3.4 vorgestellten Methode wird den Gebäuden jedoch nur eine bestimmte, elastische Grundschwingzeit zugeordnet. Diese entspricht der zu DG2 gehörigen Periode der ersten Methode. Für DG2 sind daher die Kurven direkt vergleichbar, für die übrigen Schadensgrade sind die verschiedenen Schwingzeiten beim Vergleich zu berücksichtigen.
- Die Schadensgrade werden in der in Abschnitt 2.3.3 dargestellten Modellierung über die Stockwerksschiefstellung definiert, während bei der Methode in Abschnitt 2.3.4 eine analytische Formulierung nach Lang (2002) verwendet wird.

Bei der Methode basierend auf den Messungen wurden zur Berechnung der Fragilitätskurven für jedes Gebäude  $N=1000$  Berechnungen durchgeführt, um die Variabilität in der Beziehung Frequenz-Gebäudehöhe (siehe Bild 7), in der Dämpfung, Masse, und Exzentrizität sowie hinsichtlich der Eigenformen zu erfassen. Als Anregung wurden bei der Modellierung Beschleunigungs-Zeitverläufe aus der European Strong Motion Database (Ambraseys et al. 2002) verwendet. Für jede Anregung lässt sich die maximale Schiefstellung ermitteln und durch Vergleich mit den Definitionen der einzelnen Schadensgrade lässt sich ermitteln, welcher Schadensgrad erreicht wird. Auf diese Weise wird für jeden der drei Schadensgrade ein Median und eine Standardabweichung berechnet. Diese Standardabweichung wird mit der Standardabweichung der Schiefstellung, die aus den Experimenten bestimmt wurde, kombiniert. Dieser kombinierte, finale Wert der Standardabweichung und der Median Wert, sowie die zu der entsprechenden Frequenz gehörende spektrale Verschiebung definieren die Fragilitätskurven der entsprechenden Schadensgrade.

Eine Auswertung der Standardabweichungen hat gezeigt, dass die Variabilität im Wesentlichen durch die Unsicherheiten hinsichtlich der Stockwerksschiefstellung, das heisst der Standardabweichung der Versuchsergebnisse, bestimmt wird. Die Fragilitätskurven des DG3 wurden schliesslich als nicht ganz realistisch eingestuft, da nichtlineare Effekte, welche die Schwingzeit und die Dämpfung beeinflussen, nicht modelliert werden können.

Bei der vereinfachten analytischen Methode nach Abschnitt 2.3.4 wird zur Ermittlung der Fragilitätskurven die zu jedem Schadensgrad gehörende Verformungskapazität mit dem Verformungsbedarf, der sich aus dem Antwortspektrum ergibt, verglichen. Die Median Werte der Fragilitätskurven entsprechen der spektralen Verformung, die sich der zu den Schadensgraden gehörenden Verformung zuordnen lässt. Bis zu Schadensgrad DG2 bleibt die Struktur elastisch und die den Schadensgraden zugeordnete Verformungskapazität entspricht dem zur Grundschwingzeit gehörenden Verformungsbedarf. Ab Schadensgrad DG3 wird ein inelastisches Verhalten der Gebäude vorausgesetzt, was bei der Berechnung des Verformungsbedarfs aus dem Spektrum berücksichtigt werden muss. In diesem Projekt wurde ein Antwortspektrum, dessen Beschleunigungsplateau bis zur Periode  $T_c = 0.5$  s reicht, verwendet. Für Gebäude, deren Grundschwingzeit  $T > T_c = 0.5$  s ist, folgt der Verformungsbedarf direkt mittels der sogenannten "equal displacement rule". Dabei wird angenommen,

dass der Verformungsbedarf einer sich inelastisch verhaltenden Struktur genau so gross ist wie der Verformungsbedarf einer elastisch bleibenden Struktur mit der gleichen Grundschwingzeit. Für Gebäude deren Grundschwingzeit kleiner ist, wurde der Verformungsbedarf nach Fajfar (1999), unter Berücksichtigung des bezogenen Widerstands der Gebäude und des Verhältnisses  $T/T_c$  berechnet.

Bei einem Vergleich der mit den beiden Methoden ermittelten Fragilitätskurven für einige Beispielgebäude zeigte sich, dass für die Gebäude, die dem Typen M6c1 (Wohnhäuser aus modernem Mauerwerk vor 1970) vor allem für Schadensgrad DG2 eine gute Übereinstimmung erzielt wurde. Dies wurde darauf zurückgeführt, dass die Beziehung zur Ermittlung der Grundschwingzeit mit Mauerwerk dieser Art kalibriert wurde. Für die analytische Modellierung wiederum sind bei dieser Art Mauerwerk die Materialparameter gut bekannt, was die Unsicherheiten reduziert. Für DG3 wurde eine gewisse Abweichung in den Resultaten beobachtet, die darauf zurückgeführt wurde, dass DG3 mit der auf den Messungen basierten Methode nur bedingt ermittelt werden kann, da die Schädigung bei DG3 schon bedeutend ist und dieser Schadensgrad somit den Grenzfall der Anwendbarkeit der Methode darstellt. DG1 ist nach dieser Methode bei einer kleineren Verformung erreicht als nach der analytischen Methode. Die Gründe dafür sind, dass die spektrale Verformung bei der experimentellen Methode mit einer kleineren Schwingzeit ermittelt wurde und somit kleiner ist sowie dass das Verformungslimit eventuell etwas vorsichtig gewählt sein könnte. Für die Gebäude des Typen M3-2i (einzeln stehende Häuser aus Steinmauerwerk mit steifen Decken) sind die Beobachtungen qualitativ ähnlich, die Unterschiede zwischen den Ergebnissen der beiden Methoden aber etwas höher. Dies kann damit begründet werden, dass die auf Messungen basierte Methode nicht an Steinmauerwerk kalibriert ist und die Materialparameter für das analytische Modell mit grösseren Unsicherheiten behaftet sind. Somit wird für diese Gebäude eine grössere Streuung erwartet.

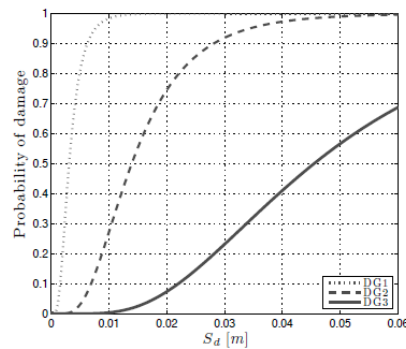
Die Fragilitätskurven wurden anschliessend nicht nur für einzelne Beispielgebäude, sondern für Gebäudetypen berechnet. Da die Kurven abhängig von der spektralen Verschiebung dargestellt wurden, die wesentlich von der Eigenfrequenz des Gebäudes und somit der Höhe abhängt, wurde innerhalb der Typen eine Unterteilung nach Stockwerksanzahl vorgenommen. Beim vorliegenden Gebäudebestand variierte diese zwischen 3 bis 5 Stockwerken, was den "mid-rise" Gebäuden aus anderen Studien, beispielsweise Risk-UE (2003), entspricht. Zu Ermittlung der Kapazität der Gebäudetypen wurde wie folgt vorgegangen:

- Methode 1: Die experimentell ermittelten Eigenformen wurden gemittelt und die Eigenfrequenzen wurden mit der an den Versuchen kalibrierten Beziehung abhängig von der Gebäudehöhe gewählt.
- Methode 2: Die Anordnung der Wände wurde den Beispielgebäuden entnommen und es wurden generische Verteilungen der Normalkräfte und Nullmomentenhöhen der Wände erzeugt.

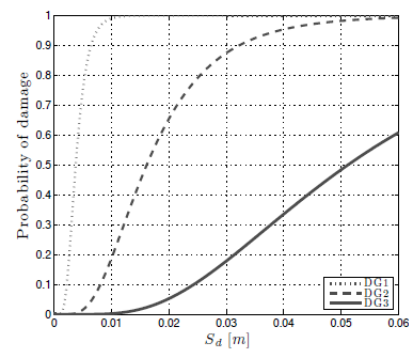
Die Fragilitätskurven wurden dann analog wie für die Beispielgebäude ermittelt. Bild 9 zeigt die Fragilitätskurven für die Gebäudetypen M3-2i und M6c1. Die mit Methode 2 ermittelte Verteilung der Schadensgrade war unabhängig von der Geschosszahl relativ ähnlich, so dass die berechnete Unsicherheit eher klein war, das heisst die Fragilitätskurven eher steil ansteigend. Weiterhin zeigte sich, dass die mit einer Methode ermittelten Kurven für die zwei Gebäudetypen recht ähnlich sind, die mit beiden Methoden für einen Typ ermittelten Kurven jedoch stärkere Abweichungen zeigen. Dies lässt darauf schliessen, dass die Resultate stärker von den Annahmen abhängen, die den Methoden zugrunde liegen als von den Eingabeparametern, die von der Gebäudestruktur abhängen. Methode 1 wird als geeignet eingeschätzt, die Eigenfrequenz der Gebäude einzugrenzen, benutzt aber mit der



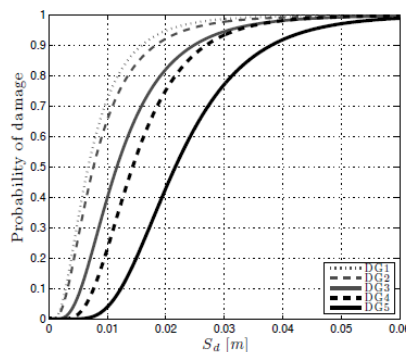
Stockwerksschiefstellung eine approximative Definition der Schadensgrade. Mit Methode 2 liessen sich die Schadensgrade feiner definieren, aber weitere Arbeit ist nötig, um die Verformungskapazität des Gebäudes realistischer abzuschätzen.



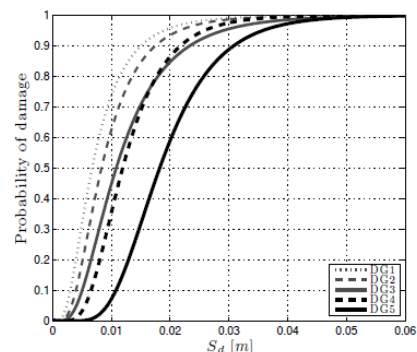
Methode 1: M3-2i, 3-5 Etagen



Methode 1: M6c1, 3-5 Etagen



Methode 2: M3-2i, 3-5 Etagen



Methode 2: M6c1, 3-5 Etagen

Bild 9: Fragilitätskurven für Gebäudetypen M3-2i und M6c1 mit den in diesem Projekt entwickelten Methoden.

### 2.3.7 Vergleich der analytisch ermittelten Verletzbarkeit mit Schadendaten

In Italien ereigneten sich im Frühling 2009 in der Nähe L'Aquilas eine Reihe von Erdbeben, deren Hauptbeben am 9. April 2009 mit Magnitude  $M_w = 6.3$  etwa 7 km vom Stadtzentrum entfernt in circa 9 km Tiefe stattfand. Von diesem Beben waren Beschleunigungs-Zeitverläufe und Schadendaten verfügbar und konnten für einen Vergleich verwendet werden. Die in L'Aquila gemessene Anregung wurde mit den für die Schweizer Gebäude ermittelten Fragilitätskurven verwendet, um zum einen die berechneten Schäden mit den in L'Aquila beobachteten Schäden zu vergleichen und zum anderen das Verhalten der Schweizer Gebäude für ein Erdbebenszenario zu berechnen, das in der Schweiz zwar selten, aber im Wallis oder in Basel nicht unmöglich sein sollte.

Es hat sich gezeigt, dass bei einem Beben wie in L'Aquila alle Gebäude wahrscheinlich zumindest leicht beschädigt wären. Auch Schadensgrad DG4 wird, je nach Gebäude, noch mit einer Wahrscheinlichkeit von mindestens 30 % erreicht. Insgesamt wurden die für das L'Aquila Beben erzeugten Resultate als realistisch eingestuft, auch wenn aufgrund der bereits in den vorigen Abschnitten genannten Punkte Bedarf für Verbesserungen in den Berechnungsmodellen identifiziert wurde.

## 2.4 Empirische Bestimmung der Verletzbarkeit

### 2.4.1 Auswertung und Aufbereitung der Schadensdaten aus Albstadt

Das Erdbeben in Albstadt in der schwäbischen Alb mit einer Magnitude  $M_w = 5.1$  ereignete sich am 3. September 1978. Aufzeichnungen der Bodenbewegungen während des Bebens, die für das Studium der Verletzbarkeit verwendet werden könnten, existieren nicht. In den Jahren nach dem Beben wurden jedoch makroseismische Intensitätskarten der Umgebung erstellt. Die Intensität des Bebens in dem am stärksten betroffenen Gebiet wird demnach mit  $I = 7.5$  angegeben. Ausserdem existieren beim zuständigen Bauamt für eine der beiden hauptsächlich vom Beben betroffenen Gemeinden, Albstadt-Tailfingen, ausführliche Dokumentationen der nach dem Erdbeben registrierten Bauwerksschäden.

Diese Gemeinde wurde auch für die Auswertung und Aufbereitung der Daten herangezogen. Dazu wurden vor Ort die heute vorhandenen Gebäude und Bauweisen aufgenommen, Änderungen gegenüber 1978 identifiziert und somit die ursprüngliche Bebauung und, unter Einbeziehung der Schadensdokumentationen, deren Schäden rekonstruiert. Damit konnten vom Untersuchungsgebiet Stadtpläne von 1978 inklusive der Schadensverteilung nach dem Erdbeben rekonstruiert werden. Über das Untersuchungsgebiet wurden dann Raster gelegt und die Schäden wurden nicht individuell ausgewertet, sondern pro Rasterelement. Ziel der Einteilung nach Raster war es, einerseits die Schadensfälle lokalisieren zu können und andererseits zu ermöglichen, Zusammenhänge zwischen den lokalen Standortbedingungen und der Verletzbarkeit der Bebauung herzustellen. Die rekonstruierten Schadensraster wurden zur Überprüfung der Korrektheit der Rekonstruktion mit vergleichbaren, nach dem Erdbeben erstellten makroseismischen Rastern und Erhebungen des Bauamtes verglichen und zeigten eine gute Übereinstimmung, siehe Bild 10.

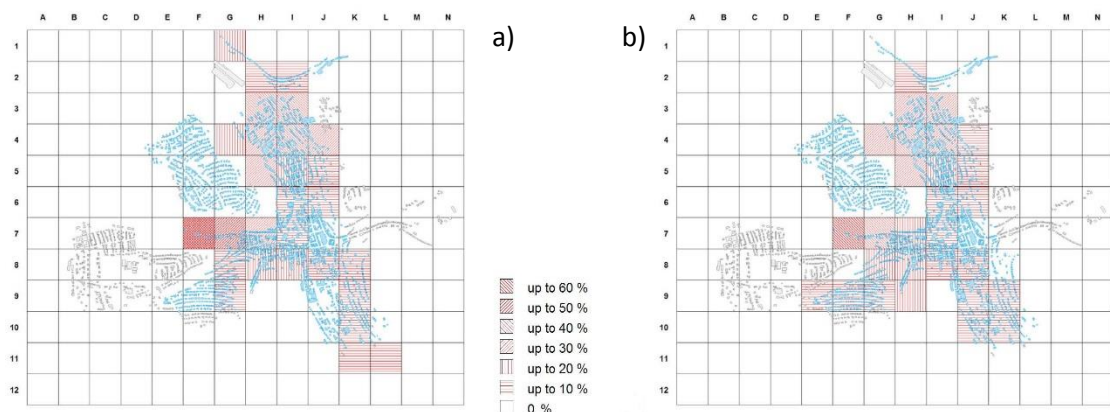


Bild 10: a) Direkt nach dem Erdbeben 1978 zusammengestellte Anteile der geschädigten Gebäude (Hiller, 1985) und b) rekonstruierte Schadensverteilung (Schwarz et al. 2005). Aus Schwarz et al. (2008)

Die Schadensdokumentationen, vor allem die Fotodokumentationen der Bauwerksschäden, wurden ausserdem dazu verwendet, den Gebäuden Schadensgrade gemäss EMS-98 (Grünthal et al., 1998) zuzuteilen. Wenn sich die Schäden nicht eindeutig den Deskriptoren in EMS-98 zuordnen liessen, wurde der Schaden dem oberen Schadensgrad zugeteilt. Im Untersuchungsgebiet aufgetreten sind die Schadensgrade DG1: "vernachlässigbare bis geringe" Schäden bis DG4: "sehr schwere" Schäden. Schadensgrad DG4 wurde allerdings nur in wenigen Fällen erreicht, die Schäden konzentrierten sich auf DG1 bis DG3. Die Hauptschadenszonen befanden sich im nördlichen und westlichen Teil des Stadtgebietes,

siehe Bild 11. Betroffen waren vor allem zwei- bis dreistöckige Mauerwerksbauten sowie gemischte Mauerwerk-Fachwerk Konstruktionen.

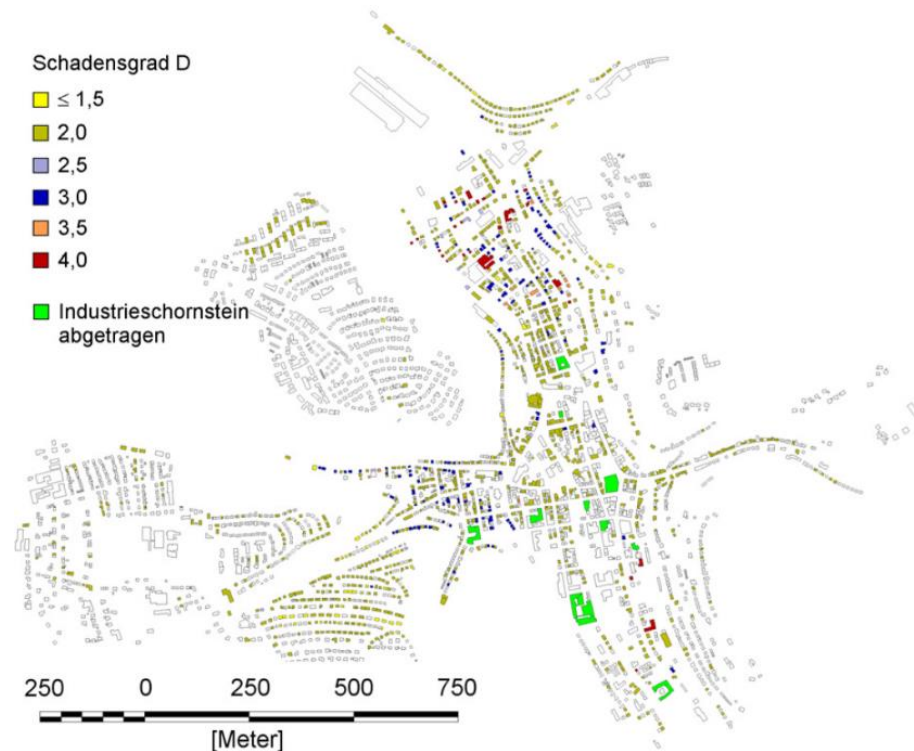


Bild 11: Untersuchtes Teilgebiet Albstadt-Tailfingen mit Schadensgraden der Gebäude.

#### 2.4.2 Verletzbarkeit der Gebäude

Der Gebäudebestand von Albstadt-Tailfingen wurde systematisch aufgenommen. Bei der Aufnahme berücksichtigt wurden Informationen zu verschiedenen Eigenschaften wie der Bauweise, der Geometrie und dem Baujahr. Die am häufigsten vorkommende Bauweise sind anfangs des 20. Jahrhunderts erstellte Fachwerkkonstruktionen mit Mauerwerk, bei denen das Mauerwerk nicht-tragend ist. Am zweithäufigsten sind unbewehrte Mauerwerksgebäude mit Stahlbetondecken, die grösstenteils ab Mitte des 20. Jahrhunderts gebaut wurden.

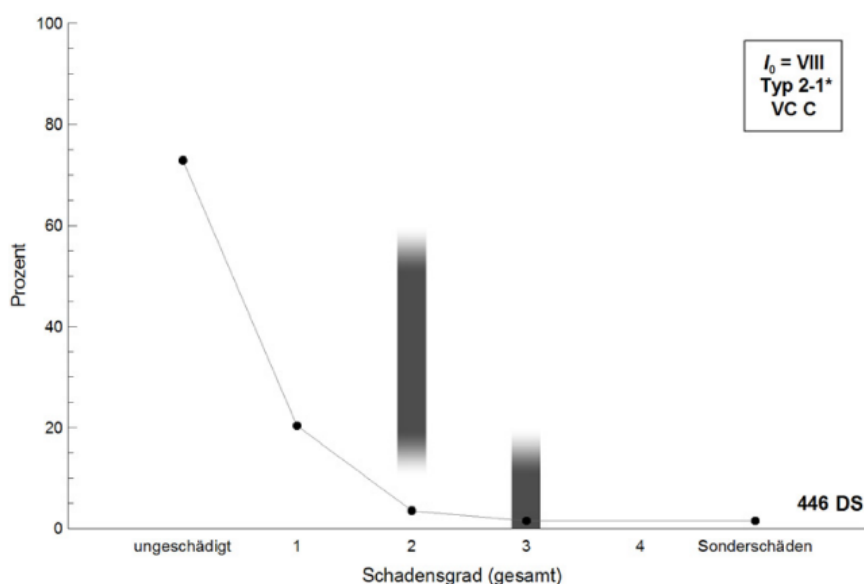
Mit den erhobenen Informationen wurden die Gebäude typisiert und anschliessend einer der sechs Verletzbarkeitsklassen "A" bis "F" nach EMS-98 zugeteilt, siehe Tabelle 6. "A" beschreibt dabei die verletzbarste Klasse und "F" die am wenigsten verletzbare. Die Verletzbarkeitsklasse beschreibt quantitativ, wie wahrscheinlich das Auftreten eines bestimmten Schadensgrades bei einer gegebenen makroseismischen Intensität ist. Umgekehrt lässt sich sagen, dass die makroseismische Intensität durch die Häufigkeit des Auftretens bestimmter Schadensgrade in einer Verletzbarkeitsklasse definiert ist.

Bei der Zuteilung der Verletzbarkeitsklassen wurde schrittweise vorgegangen. Zuerst wurden die typischen Bauweisen einer Verletzbarkeitsklasse zugeordnet und die Zuordnung dann für Gebäudegruppen und für charakteristische Bereiche innerhalb der Verletzbarkeitsklassen verfeinert. Die Gebäude im Untersuchungsgebiet wurden im Wesentlichen den Klassen "B" und "C" zugeteilt. Für die verschiedenen Gebäudetypen wurde anschliessend ausgewertet,

welcher Schadensgrad wie häufig auftritt. Die beobachteten Häufigkeiten wurden mit den Erwartungswerten der Verletzbarkeitsklassen bei Intensität  $I = VII$  und  $I = VIII$  verglichen. In Bild 12 ist dieser Vergleich für die häufig vorkommenden Mauerwerksgebäude mit Stahlbetondecken dargestellt.

**Tabelle 6** Beschreibung und Verletzbarkeitsklassen nach EMS-98 ( $VC_{EMS-98}$ ) der in Altstadt vorhandenen Gebäudetypen.

Beschreibung <i>Masonry</i> nach EMS-98	Typ	Etagen	Alter (Baujahr)	$VC_{EMS-98}$	Anzahl
<i>unreinforced, with manufactured stone units</i>	1-1	offen	1929 ± 19 (1923)	B	5
<i>unreinforced masonry with wooden floors</i>	1-2 A	2	1920 - 1939 (Def.) 1931 ± 4 (1933)		179
	1-2 B	3	1920 - 1930 (Def.) 1924 ± 3 (1923)		18
	1-2*	andere	1937 ± 20 (1943)		178
<i>unreinforced masonry/ timber mixed</i>	1-3	offen	1921 ± 12 (1923)		942
<i>unreinforced, with RC floors</i>	2-1 A	2	1949 - 1965 (Def.) 1958 ± 5 (1953)	C	408
	2-1 B	3	1955 - 1965 (Def.) 1958 ± 5 (1958)		66
	2-1*	andere	1966 ± 12 (1963)		546
<i>unreinforced, with RC frame elements</i>	2-2	offen	1974 ± 20 (1983)		



**Bild 12:** a) Typisierung und Zuteilung der Gebäude zu Verletzbarkeitsklassen sowie b) beobachtete Verteilung der Schadensgrade des Gebäudetyps 2-1\* und erwartete Verteilung gemäss EMS-98 bei  $I = VIII$ .

### 2.4.3 Einflüsse auf die Schädigung der Gebäude

Wie bereits im Abschnitt 2.4.1 angedeutet, wurden in Albstadt-Tailfingen auch die Einflüsse verschiedener Faktoren auf die Verletzbarkeit ausgewertet. Hierzu wurden die in den Raster-elementen gruppierten Informationen verwendet. Untersucht wurde der Einfluss des Gebäudealters, der Topographie und der Untergrundbedingungen. Zwischen Gebäudealter und Schädigung wurde dabei ein Zusammenhang beobachtet, zwischen Topographie und Schädigung jedoch nicht. Die Untergrundbedingungen wurden sowohl geologisch ausgewertet als auch messtechnisch. Bei der geologischen Auswertung zeigte sich, dass in den Hauptschadenzonen Hangschüttungen, junge Talfüllungen und organische Sedimente dominieren während auf Fels geringe Schäden beobachtet wurden. Mit der messtechnischen Auswertung wurde der Untergrund verschiedenen Baugrundklassen nach der DIN 4149:2005 zugeteilt. Diese Auswertung zeigte, dass im Untersuchungsgebiet vor allem steifer Boden über Fels vorliegt. Zur Talmitte, das heisst zur Ortsmitte hin, nimmt die Mächtigkeit der oberen Schicht zu, was zu einer verstärkten Anregung langer Perioden führt. Dies könnte eine Erklärung für das Versagen der Industrieschornsteine in diesem Gebiet sein, siehe Bild 11, deren Eigenperioden relativ lang sind.

Die Auswertung der Einflussfaktoren wurde dazu verwendet, für jedes Rasterelement einen Korrekturfaktor der Intensität zu erstellen, siehe Bild 13. Wie sich zeigt, folgt zur Talmitte hin in manchen Rastern eine Erhöhung der Intensität um  $\Delta I = 0.25 \div 0.5$  (in Bild 13 gekennzeichnet durch +) bis zu  $\Delta I > 0.5$  (++). In anderen Bereichen, in denen vor allem felsiger Untergrund vorliegt, verringert sich die Intensität aber um  $\Delta I = -0.5 \div -0.25$  (-).

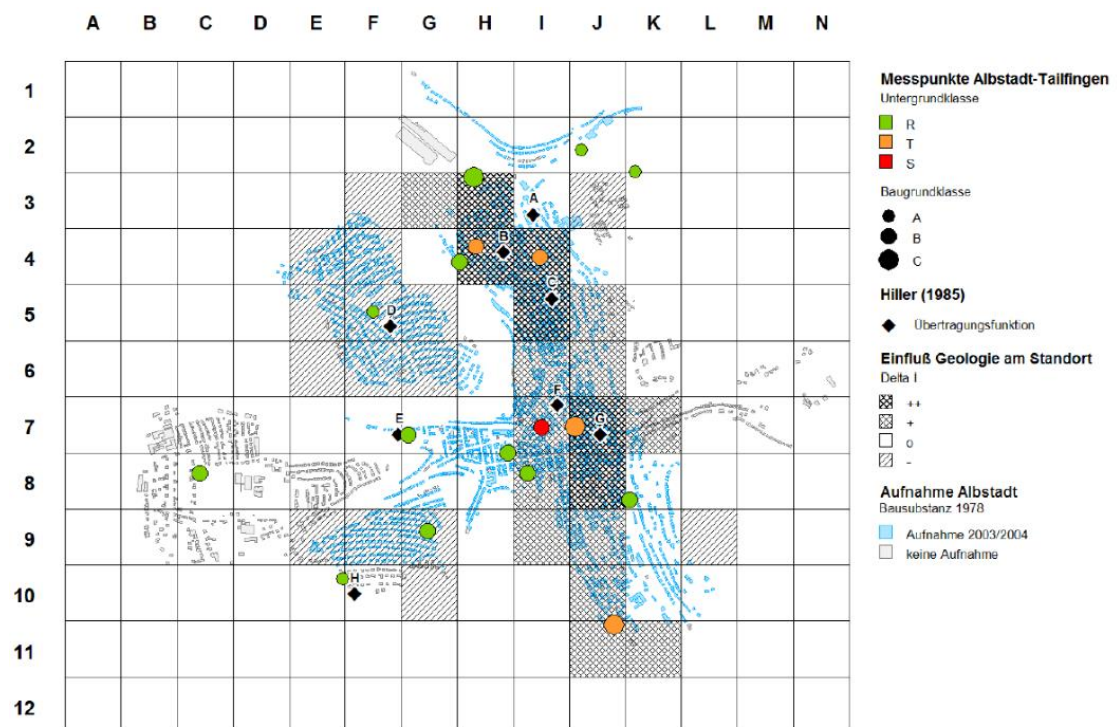


Bild 13: Aufbereitung der standortbezogenen Korrekturfaktoren der Intensität  $\Delta I$ .

### 2.4.4 Datenbank repräsentativer Gebäude

Um eine Basis für die analytische Nachrechnung von Gebäuden verschiedener Typen zu haben, wurden die Daten von fünf Gebäuden, die repräsentativ für ihre Gebäudetypen sind,



aufbereitet. Zwei davon sind Mauerwerksgebäude mit Holzbalkendecken, drei davon Mauerwerk mit Stahlbetondecken. Für die Gebäude wurden Grundrisspläne und Schnitte mit allen Dimensionen und Angaben zum Konstruktionsmaterial aufbereitet. Für zwei der Gebäude liegen Beschreibungen der Schadensbilder inklusive Rissbild vor. Für alle Gebäude wurden zusätzlich das zum Standort gehörige Rasterelement, Informationen zum Untergrund und zum zuvor ermittelten  $\Delta I$ , und zu Baujahr und Vulnerabilitätsklasse bereitgestellt.

### 3. Nichtlineares Verformungsverhalten von Mauerwerk

#### 3.1 Modellierung von Mauerwerk

##### 3.1.1 Existierende Ansätze

Das Verhalten einer Mauerwerkswand beziehungsweise Fassade wird von dem Zusammenspiel zwischen den vertikalen Elementen, wie Wänden und Pfeilern, und horizontalen Elementen, wie Riegel und Decken, bestimmt. Wie Bild 14 qualitativ darstellt, können die Riegel im Grenzfall so weich sein, dass sie das Verhalten kaum beeinflussen (Bild 14 a), oder so steif, dass das Verhalten wesentlich durch sie bestimmt wird (Bild 14c). Gemäss heute gültiger Normen wird der Einfluss der Riegel oft nur approximativ, abhängig von einer axialen Last modelliert und darf berücksichtigt werden, wenn die Riegel gut mit den Wänden verbunden sind. In vielen Fällen wird der Einfluss schlicht vernachlässigt, was als auf der sicheren Seite liegend angesehen wird. Dies ist jedoch nicht zwingend korrekt, da mit der Vernachlässigung der Riegel zwar einerseits der Widerstand der Wand unterschätzt wird, andererseits aber auch die Steifigkeit und somit die einwirkende Kraft. Ausserdem haben Beobachtungen der Schäden an Mauerwerksgebäuden nach Erdbeben gezeigt, dass die Riegel oft stark geschädigt sind und teils auch die Elemente sind, die als erstes versagen. Das lässt darauf schliessen, dass diese Elemente zum einen viel Energie dissipieren und somit das zyklische Verhalten der Gebäude beeinflussen und zum anderen durch ihr Versagen das Versagen des Gebäudes beeinflussen.

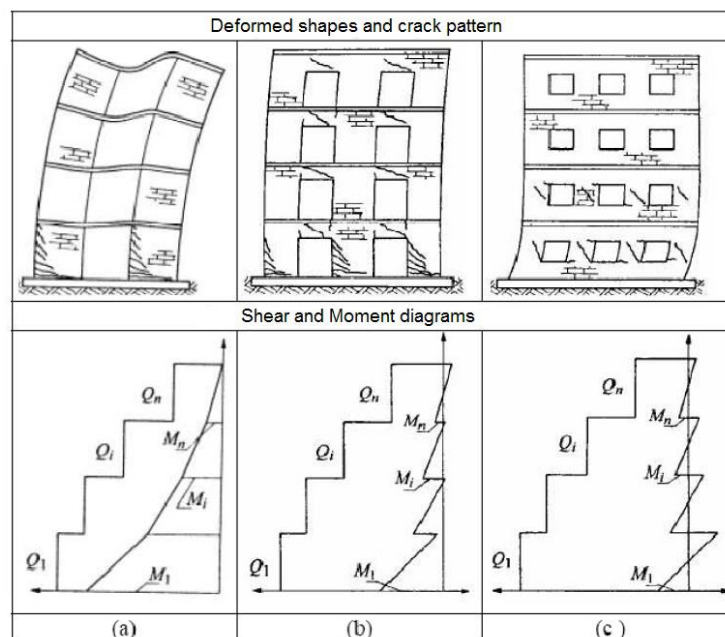


Bild 14

*Einfluss der Steifigkeit der Riegel auf das globale, strukturelle Verhalten einer Mauerwerkswand (aus Tomazevic 1999).*

Zur Modellierung von Mauerwerksgebäuden existieren im Wesentlichen drei Ansätze:

- Ansätze basierend auf Gleichgewichtsbetrachtungen  
Die Struktur wird hierbei als eine Kette von Starrkörpern abgebildet und für einen gegebenen Versagensmechanismus wird die Last ermittelt, die aufgebracht werden kann, bevor das Gleichgewicht verloren geht und der Mechanismus aktiviert wird.
- Finite-Element (FE)-Modelle  
Diese Modelle erlauben eine detaillierte, aber auch aufwendige Modellierung der Struktur, mit der sich das Verhalten nach Erreichen des maximalen Widerstands, bis zum Auftreten kleinerer Verformungen modellieren lässt.
- Vereinfachte Ansätze  
Bei diesen Ansätzen werden die Strukturen oft als Rahmen modelliert, bei denen die Riegel und Stützen mittels Makro-Elementen berechnet werden. Diese Ansätze können, abhängig von der Formulierung der Makro-Elemente, zur Berechnung des inelastischen Verhaltens verwendet werden.

### 3.1.2 Rahmenmodelle und Makro-Elemente

Wie im vorigen Abschnitt angedeutet, sind Ansätze, die auf Gleichgewichtsbetrachtungen basieren und FE-Modelle nur bedingt geeignet, das inelastische Verhalten von Strukturen zu modellieren beziehungsweise numerisch sehr aufwendig. Aus diesem Grund wurde der Fokus in diesem Teilprojekt auf die äquivalenten Rahmenmodelle gelegt. Zu diesen Modellen gehören vereinfachte Ansätze wie Fachwerkmodelle, Balkenmodelle, in denen die Schubverformung berücksichtigt wird und Rahmen, in denen Riegel und Stützen als zweidimensionale Elemente modelliert werden. Die in Abschnitt 2.3.4 dargestellte Methode gehört ebenfalls zu dieser Art von Modellierung.

In diesem Teilprojekt wurde die Modellierung mit dem Makro-Elementmodell der Software Tremuri durchgeführt. Wände und Riegel werden dabei mit Makro-Elementen abgebildet, welche die beiden hauptsächlich auftretenden Schadensmechanismen in der Ebene, Biegeversagen (durch "Rocking") und Schub-Gleitversagen, erfassen können. Dazu ist jedes Makro-Element in drei Teile unterteilt: Im Zentrum befindet sich ein Element, mit welchem die Schubverformung modelliert wird. An den beiden äusseren Knotenpunkten schliesst je ein infinitesimal dünnes Biege-Element an, mit welchem die Verformung infolge Axiallast und Biegung erfasst wird. Aufgrund dieser schematisierten Darstellung der Verformungsanteile – die Biegeverformung ist zum Beispiel am Rand des Elementes konzentriert und breitet sich nicht über die gesamte Höhe aus – müssen die Materialparameter für die Modellierung an Experimenten kalibriert werden. Wenn dies getan ist, können aber mit relativ geringem Berechnungsaufwand gute Resultate erzielt werden und die Strukturen lassen sich ausserdem, auch dynamisch, bis in den inelastischen Bereich modellieren.

## 3.2 Versuche an Mauerwerksriegeln

### 3.2.1 ETH Zürich

Für Mauerwerksriegel sind in der Literatur wenige relevante Tests zu finden, die zur Kalibration von Berechnungsmodellen herangezogen werden können. Aus diesem Grund wurde an der ETHZ eine grossmassstäbliche Testreihe an drei verschiedenen Typen Riegeln durchgeführt:

- Gemischte Mauerwerks-Stahlbeton (Mw-Stb) Riegel: Diese Riegel bestehen aus einem Ringbalken oder einer Decke aus Stahlbeton, auf welchen der Mauerwerksriegel gemauert ist.

- Riegel mit Sturz: Das Mauerwerk steht hierbei auf einem Sturz aus Holz, Stahlbeton oder vorgespanntem Mauerwerk, der nur etwas breiter als das Fenster selbst ist.
- Mauerwerksbögen: Diese Art Riegel kommt vor allem in historischen Gebäuden vor. Anstelle eines Sturzes ist hier ein gemauerter Bogen über der Fensteröffnung vorhanden.

Beim Entwickeln des Versuchsaufbaus wurde darauf geachtet, dass die Randbedingungen möglichst realistisch sind und sich die Interaktion Riegel – Wand korrekt entwickeln kann. Bild 15 zeigt den Versuchsaufbau und ein Schema der aufgetragenen Verformung. Auf beide Wandstücke wird die gleiche Rotation aufgebracht, aus welcher die Rotation des Riegels zurück gerechnet werden kann. Insgesamt wurden auf diese Weise neun Versuchskörper getestet, deren wichtigste Parameter in Tabelle 7 zusammengefasst sind.

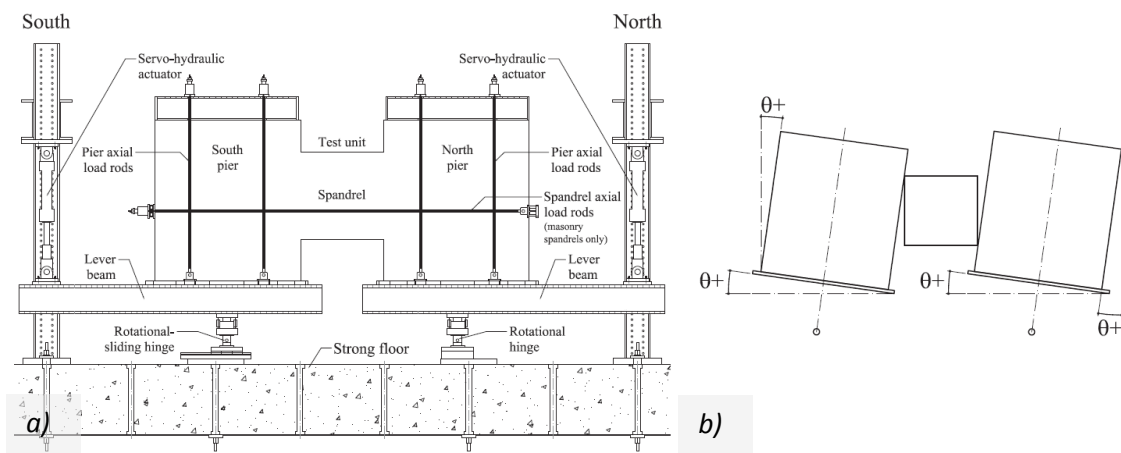


Bild 15 a) Versuchsaufbau und b) Schema der im Versuch aufgetragenen Verformung (Rotation) bei den an der ETHZ durchgeführten Versuchen.

Tabelle 7 Eigenschaften der an der ETHZ getesteten Riegel.

Typ	Name	Belastung	Ziegel	Sonstiges
Mauerwerk - Stahlbeton	TU1	monoton	S v	Stb-Balken: 4 d12, $\rho_l = 0.9 \%$
	TU2	monoton	S k	Stb-Balken: 4 d12, $\rho_l = 0.9 \%$
	TU3	zyklisch	S k	Stb-Balken: 4 d12, $\rho_l = 0.9 \%$
	TU4	zyklisch	S k	Stb-Balken: 4 d16, $\rho_l = 1.6 \%$
	TU5	zyklisch	S k	Stb-Balken: 4 d10, $\rho_l = 0.6 \%$
Holzsturz	TUA	zyklisch	VZ	Vorgespannte Zugstange horizontal
	TUB	zyklisch	VZ	Zugstange horizontal
Bogen	TUC	zyklisch	VZ	Vorgespannte Zugstange horizontal
	TUD	zyklisch	VZ	Zugstange horizontal

Erläuterungen: S v: Lochziegel, Steg versetzt; S k Lochziegel, Steg kontinuierlich; VZ Vollziegel, d: Durchmesser der Bewehrung;  $\rho_l$  Längsbewehrungsgehalt

Zu Beginn wurden Versuchskörper mit gemischten Mauerwerks-Stahlbetonriegeln getestet. Diese Versuchskörper waren mit einem über die ganze breite durchgängigen Stahlbetonriegel ausgestattet, dessen Bewehrungsgehalt variiert wurde. Als Ziegel kamen Lochziegel mit verschiedenen Anordnungen der Stege zum Einsatz. Die vier folgenden



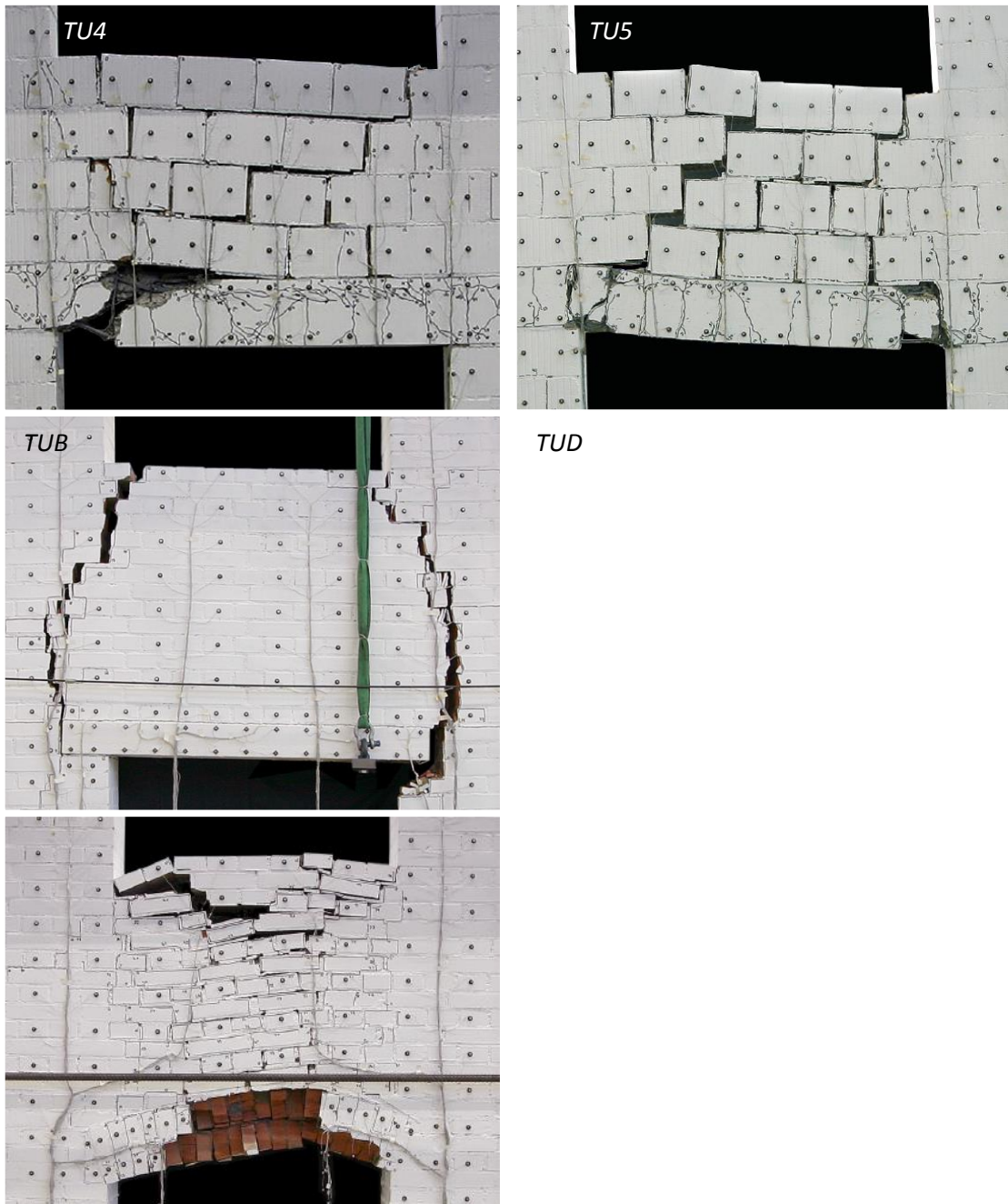
Versuchskörper wurden aus Vollziegeln gebaut und waren über der Öffnung entweder mit einem Sturz aus Holz oder einem gemauerten Bogen versehen. Der Unterschied zwischen zwei ansonsten baugleichen Versuchskörpern war jeweils die Art der horizontalen Zugstange. Es wurde jeweils einmal eine Zugstange angebracht, die mit einer über die Versuchsdauer konstanten Last vorgespannt war, und einmal eine Stange, die so befestigt war, dass ihre Normalkraft von der Verlängerung des Versuchskörpers abhing und somit über die Versuchsdauer variabel war. Die Vertikallast in den Wänden entsprach in allen neun Versuchen über die Versuchsdauer konstant einer Druckspannung von etwa 0.4 MPa.

Die Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 8 zusammengefasst und einige Bilder der Versagensmechanismen der Riegel sind in Bild 16 dargestellt. Beim Versagen aller Riegel war das Versagen des Sturzes im weiteren Sinne, das heisst des Stahlbetonbalkens, des Holzsturzes und des gemauerten Bogens, massgebend für das Versagen des ganzen Riegels. Versagen trat erst bei Schiefstellungen von mindestens 1.5 % ein und damit deutlich nach den in EC8 festgelegten Limits der Verformungskapazität von Mauerwerkswänden. Allerdings ist bei der Interpretation dieser Resultate zu beachten, dass bei den Versuchen die Wände nahezu unbeschädigt waren und keine Beschleunigungen senkrecht auf den Versuchskörper einwirkten, so dass ein Versagen der geschädigten Riegel aus der Ebene, wie es bei Erdbeben teils beobachtet wird, nicht möglich war.

Tabelle 8 Ergebnisse der Versuche an Riegeln an der ETHZ.

Name	Maximal- kraft ca.	Rotation $\theta_v$ [%]	Rissbild; Versagensmechanismus
TU1	56 kN	4.5	Vertikale Biegerisse im Mauerwerk, plastische Gelenke in Balken; Versagen: Druckversagen der Ziegel entlang der Risse und Bruch der Bewehrung in Gelenken
TU2	54 kN	4.0	Stufenförmige Risse entlang Mörtelfugen, plastische Gelenke in Balken; Versagen: Bruch der Bewehrung in beiden Gelenken
TU3	55 kN	3.0	Risse entlang der meisten Mörtelfugen, Verlängerung des Balkens (plastische Verformung); Schubversagen des Balkens im Gelenk
TU4	71 kN (88 kN <sup>1</sup> )	2.5	"Rocking" des Balkens auf ganzer Länge, "negative" plastische Gelenke in Balken; nach Erhöhung der Axiallast auf Wände: Schubversagen Balken
TU5	44 kN	4.0	Risse entlang der meisten Mörtelfugen, plastische Gelenke in Balken; Biegeversagen des Balkens in Gelenk
TUA	100 kN	2.0	kombinierte Biege-Schubrisse im Mauerwerk; Versagen der Auflagerbereiche des Sturzes
TUB	80 kN	1.5	Vertikale Biegerisse im Mauerwerk; Versagen des Auflagerbereiches des Sturzes
TUC	80 kN	2.0	Schubrisse ("X"-Rissmuster); partielles Versagen des Bogens
TUD	80 kN	2.5	Biegerisse im Bogen, Schubrisse im Mauerwerk; Druckversagen einiger Ziegel im Bogen, partielles Versagen des Bogens

<sup>1</sup> Kraft nach Erhöhung der Axiallast



*Bild 16 Versagen der an der ETHZ getesteten Mauerwerksriegel mit Stahlbetonbalken (TU4, TU5), mit Holzsturz (TUB) und gemauertem Bogen (TUD).*

### 3.2.2 EUCENTRE

Eine weitere Testreihe wurde am EUCENTRE in Pavia durchgeführt. Dabei wurden zwei Riegel aus zweischichtigem Steinmauerwerk mit Holzsturz unter zyklischer Beanspruchung getestet. Der Versuchsaufbau unterschied sich von dem an der ETHZ verwendeten bei der Art der Verformungsaufbringung. Anstelle einer Rotation wurde auf eine der beiden Wände eine vertikale Verformung aufgebracht, siehe Bild 17. Tabelle 9 fasst die Eigenschaften der Versuchskörper zusammen. Der erste Versuchskörper wurde ohne Behinderung der horizontalen Verlängerung des Versuchskörpers getestet und beim zweiten wurde eine

horizontale Kraft aufgebracht. Letztere wurde im Verlauf des Versuches abgesenkt. Die vertikale Belastung der Wände entsprach bei den Versuchen konstant etwa 0.2 MPa.

Tabelle 9 *Eigenschaften der am EUCENTRE getesteten Riegel.*

Typ	Name	Belastung	Mauerwerk	Sonstiges
Steinmauerwerk	Specimen 1	zyklisch	Stein, zweischichtig	
mit Holzsturz	Specimen 2	zyklisch	Stein, zweischichtig	Druck horizontal

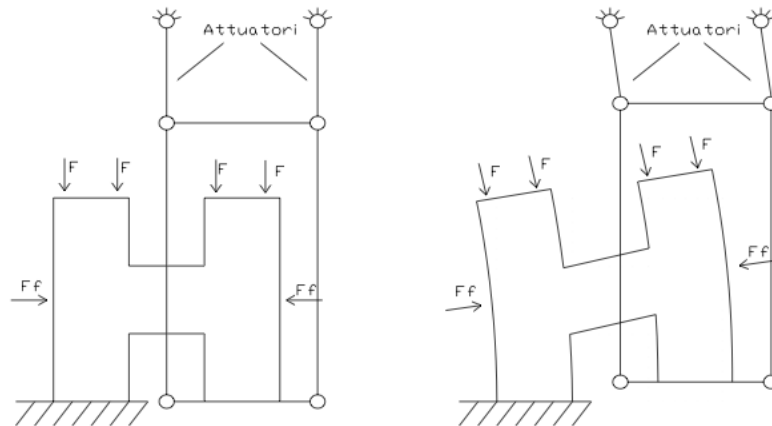


Bild 17 *Schema der Lastaufbringung bei den am EUCENTRE, Pavia durchgeführten Versuchen an Mauerwerksriegeln.*

In Tabelle 10 werden die Ergebnisse der Versuche zusammengefasst. Beide Versuche wurden nicht bis zu einem signifikanten Lastabfall gefahren. Beim ersten Versuch wurde die horizontale Verformung des Versuchskörpers nicht behindert. Es traten vertikale Biegerisse an den Enden des Riegels auf und der Holzsturz begann auf dem Auflager zu gleiten, siehe Bild 18. Die Kraft hing schliesslich wesentlich vom Gleitwiderstand ab. Die Auflager des Sturzes versagten allerdings nicht, so dass auch grössere Verformungen aufgebracht hätten werden können. Beim zweiten Versuch wurde eine horizontale Kraft auf den Riegel aufgebracht, die nach einer gewissen Anzahl Zyklen auf die Hälfte reduziert wurde. Bei diesem Versuch traten in den Wänden grössere Verformungen auf, so dass die Schiefstellung des Riegels nicht mehr direkt aus der Verschiebung des Auflagers folgt. Die Ergebnisse dieses Versuches wurden wegen der grossen Schädigungen in den Wänden im hier vorliegenden Projekt nicht weiter verwendet.

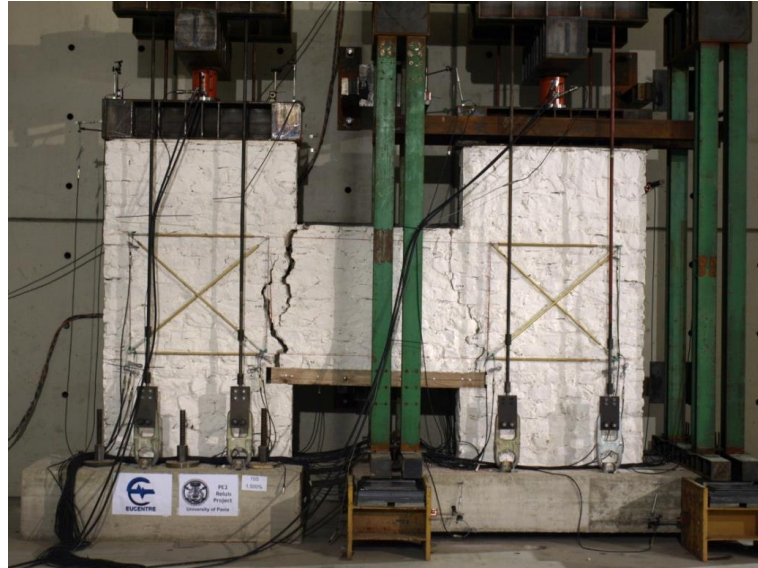


Bild 18 Rissbild des ersten Versuchskörpers (specimen 1) der am EUCENTRE getesteten Steinmauerwerksriegel mit Holzsturz.

Tabelle 10 Ergebnisse der Versuche an Riegeln am EUCENTRE.

Name	Maximal- kraft ca.	Rotation $\theta_u$ [%]	Rissbild; Versagensmechanismus
Specimen 1	32 kN	> 0.7	Vertikale Biegerisse im Mauerwerk, Gleiten des Sturzes auf dem Auflager, vor Versagen beendet
Specimen 2	45 kN / 60 kN <sup>1</sup>	> 1.3	keine Angabe

<sup>1</sup> Kraft nach Absenkung der Horizontalkraft auf 50 % des Ausgangswertes

### 3.3 Kalibration des numerischen Modells

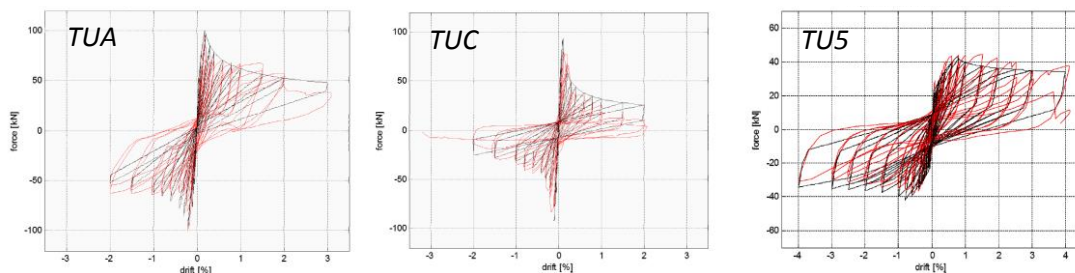
Zur numerischen Modellierung wurde, wie in Abschnitt 3.1.2 dargestellt, das Makro-Element-Programm Tremuri verwendet. In diesem Programm können variable Materialparameter und die Interaktion zwischen Mauerwerk und anderen Elementen, wie Holzstürze und Ringbalken, nicht explizit modelliert werden. Stattdessen müssen die Geometrie und die Materialparameter so kalibriert werden, dass diese Effekte approximativ berücksichtigt sind. Die Ziele der hier durchgeführten Modellierung waren, die folgenden Eigenschaften gut zu erfassen:

- anfängliche Steifigkeit der Riegel
- Maximalkraft (Widerstand) und zugehörige Schiefstellung
- Neigung der Last-Verformungskurve nach Erreichen der Maximalkraft (Rate des Lastabfalls, "negative" Steifigkeit)
- Versagensmechanismus

Da nur monotone und keine zyklischen Belastungen modelliert wurden, wurde die Energie-dissipation zwar in der Kalibration berücksichtigt, aber als weniger wichtig angesehen. In der

Kalibration angepasst wurden die Materialparameter, wie zum Beispiel Schub- und Elastizitätsmodul, Zug- und Druckfestigkeiten.

Bei den Mauerwerksriegeln mit Holzstürzen wurden die Stürze als nichtlineare, elastisch-plastische Elemente modelliert mit einer "Fliehlast", die der maximalen Kraft, die durch Reibung übertragen werden kann, entspricht. Um den richtigen Versagensmechanismus vorherzusagen, musste die Druckfestigkeit gegenüber den experimentellen Werten erhöht und der Reibungsbeiwert reduziert werden. Letzteres hängt aber auch mit der Art zusammen, mit welcher der Reibungsbeiwert experimentell ermittelt wird, die tendenziell zu einer Überschätzung des tatsächlichen Wertes führt. Die Druckfestigkeit wurde erhöht, um numerisch ein Schubversagen zu erzwingen. Wenn Schubversagen auftritt, ist die Last-Verformungskurve von einem deutlichen Lastabfall ("Softening") gekennzeichnet, während bei einem Biegeversagen numerisch eine Last-Verformungskurve erzeugt wird, die nahezu perfekt elastisch-plastisch ist, ohne signifikanten Lastabfall und somit auch ohne wirkliche Maximalkraft. Mit diesen Modifikationen wurde das anfängliche Verhalten der Versuchskörper gut widergegeben, siehe Bild 19. Beim Versuchskörper mit konstanter Horizontallast wurde auch der Lastabfall nach dem Maximalwert gut erfasst, auch wenn die Energiedissipation unterschätzt wurde. Beim Versuchskörper, dessen Horizontallast von der Verlängerung abhing, wurde zwar die Axiallast im Zugelement selbst gut erfasst, die dadurch entstehende Erhöhung des Widerstandes jedoch nur in der monotonen Modellierung, aber nicht der zyklischen. Bei den Versuchskörpern mit gemauerten Bögen wurden qualitative ähnliche Anpassungen der Materialwerte vorgenommen, die Bögen wurden jedoch nicht explizit modelliert sondern als Teil des Makro-Elementes betrachtet.



**Bild 19** Numerische und experimentelle Resultate der Riegel mit Holzsturz (TUA), mit gemauertem Bogen (TUC) und Stahlbetonbalken (TU5).

Bei den Riegeln mit Stahlbetonbalken wurde der Fokus auf die korrekte Modellierung des Stahlbetonelementes gelegt, da dieses das Verhalten wesentlich beeinflusst. Zwei Punkte wurden dabei besonders berücksichtigt: a) Der Ort, an dem sich das plastische Gelenk bildet; b) Die Interaktion zwischen Stahlbeton und Mauerwerk. Ersteres wird wahrscheinlich stark von der Axiallast in den Wänden beeinflusst während die Interaktion zwischen den beiden Materialien zu Versagensmechanismen führen könnte, die schwierig vorherzusagen sind. Da die Berücksichtigung der Gelenkentwicklung in Abhängigkeit der Entwicklung der Axiallast in den Wänden ein stark nichtlineares Problem darstellt, das schwierig zu modellieren ist, wurde dieser Aspekt erst einmal vernachlässigt. Stattdessen konzentrierte sich die Modellierung auf die Fälle, in denen das Gelenk im Riegel auftrat, wie es bei allen Tests ausser TU4 der Fall war. Bei TU4 stellte sich anfänglich ein Abheben des Stahlbetonbalkens von den Wänden ein. Hinsichtlich der Materialparameter wurden die gleichen Modifikationen wie bei Elementen ohne Stahlbetonbalken vorgenommen. Zusätzlich wurde ein rein numerischer Parameter angepasst, der die nichtlineare Verformung vor allem hinsichtlich des Übergangs vom elastischen zum plastischen Bereich beeinflusst. Damit wurden ähnlich wie für die übrigen Riegel gute Ergebnisse erzielt, siehe auch Bild 19.

Der Riegel aus Steinmauerwerk, der mit einem Holzsturz versehen war, konnte nicht zyklisch modelliert werden. Da auf diesen keine Horizontallast aufgebracht war, war die Last im numerischen Modell auf die über Reibung auf die Auflager des Sturzes übertragbare Kraft beschränkt. Dieser Umstand kann beim Versuch, Gebäude ohne Ringbalken oder Zugstangen dynamisch zu modellieren, Probleme bereiten. Der zweite am EUCENTRE getestete Versuchskörper wurde nicht modelliert, da dessen Wände zu grosse Schädigungen aufwiesen.

### 3.4 Modellierung der Beispielgebäude

Anschliessend an die Kalibration der Modelle wurden zwei der repräsentativen Beispielgebäude aus Abschnitt 2.2.2 modelliert. Es handelt sich dabei um die Gebäude #7, ein Gebäude aus Steinmauerwerk mit Stahlbetondecken, und #8, ein modernes Mauerwerksgebäude mit Stahlbetondecken, nach Tabelle 5, siehe auch Bild 3 b) und c). Zuerst wurden die Gebäude mit der kommerziellen Version des Programms Tremuri, "3muri®", modelliert, ohne die zuvor getätigten Anpassungen zur Modellierung der Riegel zu berücksichtigen. Dann wurden die Formulierungen für die makro-Elemente der Riegel eingefügt und im nächsten Schritt wurden die zuvor identifizierten Anpassungen zur besseren Modellierung des Verhaltens getätigt. In der ersten Modellierung wurden daher Verformungslimits für die Wände berücksichtigt, um das Versagen über die Schiefstellung zu definieren. Bei der letzten Modellierung wurden diese Limits für die Riegel nicht verwendet, da über die kalibrierten Riegel-Elemente der Lastabfall berücksichtigt wird. Für die Gebäude wurde eine Pushover-Analyse durchgeführt, das heisst eine Analyse bei der eine ansteigende horizontale Verschiebung aufgebracht wird. Die Verformungsfigur die den aufgetragten Verschiebungen zugrunde lag entsprach der ersten Eigenform und Torsionseffekte wurden vernachlässigt.

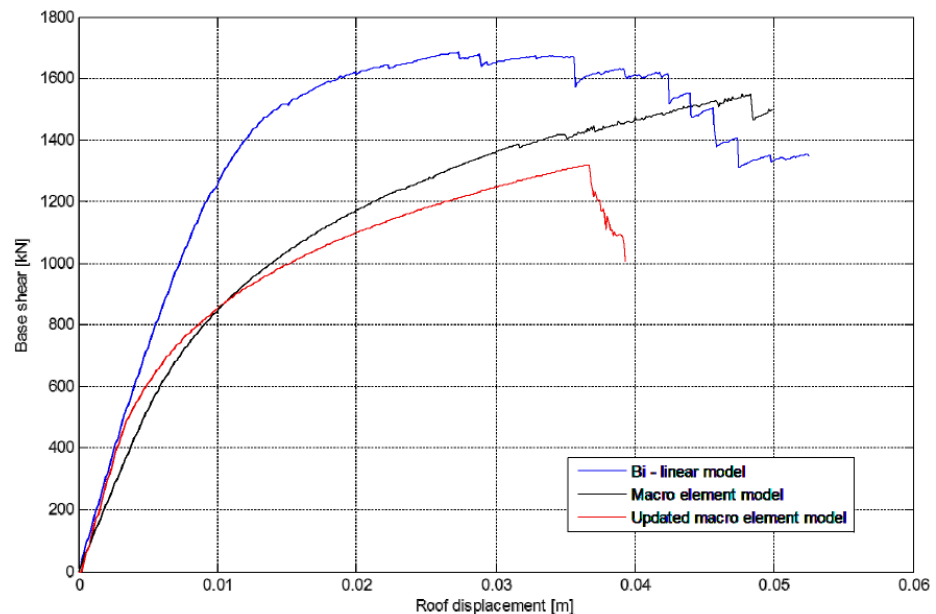


Bild 20: Last-Verformungskurve der Referenzwand aus Beispielgebäude #7

Zum Vergleich der Unterschiede in der Modellierung wurde für das Gebäude #7 eine Wand als Referenz genommen. Bild 20 zeigt die mit den unterschiedlichen Modellen erhaltenen Last-Verformungskurven. Wie darin erkennbar ist, sinkt die Steifigkeit bei der Modellierung



mit dem kalibrierten Element deutlich schneller ab als zuvor. Ebenfalls zu erkennen ist, dass die Verformungskapazität und der Widerstand mit dem kalibrierten Element deutlich geringer sind. Beim Widerstand hängt dies damit zusammen, dass im ersten Modell die Riegel ein Biegeverhalten aufwiesen. Dieses ist gekennzeichnet durch einen relativ konstanten Widerstand bis zum Erreichen der als Versagen definierten Verschiebung und weist keine ausgeprägte Spitze mit anschliessendem Lastabfall auf. Dies spiegelt sich auch in der Last-Verformungskurve der gesamten Wand wieder. Bei dem kalibrierten Modell ist die Maximallast wegen der geringeren Steifigkeit erst deutlich später erreicht und es stellt sich danach aufgrund des durch Schub dominierten Verhaltens der Riegel ein schnellerer Lastabfall ein. Ein Vergleich der Verformungsanteile verschiedener Riegelemente hat gezeigt, dass bei einem Riegel im unteren Bereich der Wand, auf den eine grosse Normalkraft einwirkt, der Schubverformungsanteil im kalibrierten Modell deutlich höher ist als im originalen Modell was im Modell auf eine Änderung des Versagensmechanismus von einem Biegemechanismus hin zu einem Schubmechanismus schliessen lässt. Bei einem Riegelement im oberen Bereich der Wand, auf welches eine deutlich kleinere Normalkraft einwirkt wächst die Schubverformung im kalibrierten Modell zwar auch deutlich an, aber Versagen stellt sich nach wie vor durch Biegung ein. Diese Versagensarten wurden als realistisch beurteilt, so dass gefolgert werden kann, dass das Modell mit den kalibrierten Elementen die experimentellen Daten besser wiedergibt.

Für das Beispielgebäude #8 wurde bereits mit den nicht-kalibrierten Elementen für die meisten Riegel ein Schubversagen vorhergesagt, so dass davon ausgegangen wurde, dass die Anwendung der kalibrierten Elemente einen geringeren Einfluss auf die Ergebnisse hat als bei Beispielgebäude #7. Wie Bild 21 zeigt, war dies auch der Fall, was den Widerstand anbelangt. Die anfängliche Steifigkeit fällt allerdings bei Verwendung der kalibrierten Makro-Elemente wieder schneller ab und auch die Verformung, bei welcher der maximale Widerstand erreicht wird, änderte sich deutlich. Im Gegensatz zu Beispielgebäude #7 wird bei #8 mit den kalibrierten Makro-Elementen eine grössere Verformungskapazität berechnet als im originalen Modell.

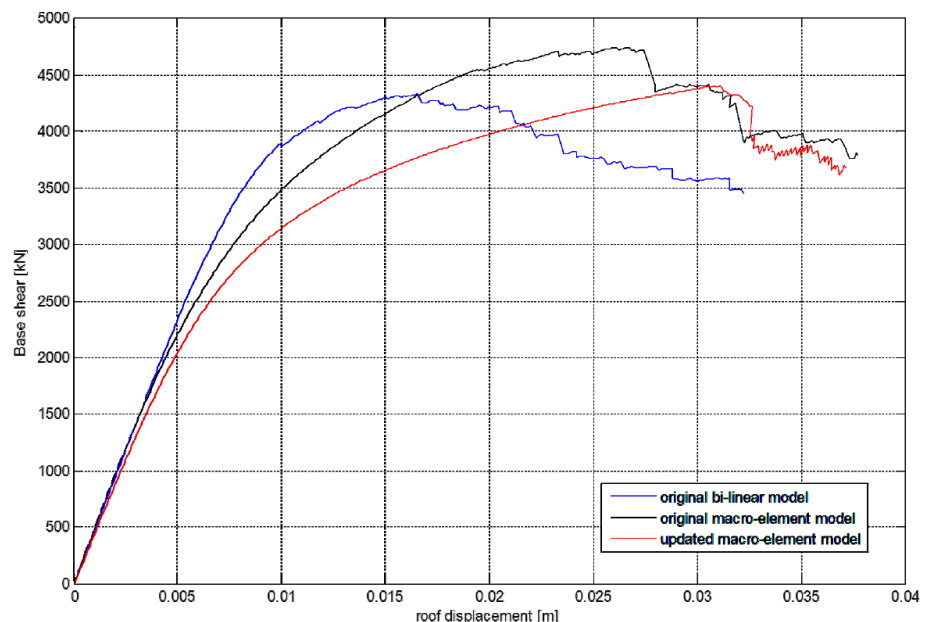


Bild 21 Last-Verformungskurve für Beispielgebäude #8.

### 3.5 Untersuchung der Schadensgrade

Durch ein Erdbeben verursachte Schäden an Gebäuden können, wie bereits in Abschnitt 2.3 dargestellt, abhängig von der Schwere der Schädigung, bestimmten Schadensgraden zugeteilt werden. Schadensgrade werden typischerweise von "leichten Schäden" bis zu "sehr schweren Schäden / Einsturz" in verschiedenen Abstufungen definiert. Zum einen gibt die Häufigkeit des Auftretens verschiedener Schadensgrade nach einem Erdbeben einen Aufschluss über die Intensität des Bebens. Zum anderen lassen sich mit Hilfe der Schadensgrade erste quantitative Aussagen zu den Verlusten treffen, zum Beispiel hinsichtlich der Schadensumme.

Eine in Europa häufig angewendete Klassierung der Schäden ist die Skala nach EMS-98 (Grünthal, 1998), bei der die Schäden in fünf verschiedene Schadensgrade (DG) unterteilt werden. Die Beschreibung der Schadensgrade ist dabei qualitativ auf das ganze Gebäude bezogen, zum Beispiel DG2: "Risse in vielen Wänden" ("*Cracks in many walls*"). Ausser EMS-98 gibt es noch weitere Richtlinien, die für Erhebungen der Schäden nach Erdbeben entwickelt wurden. Zur Berechnung und Prognose der Schäden mittels mechanischer Modelle müssen diese qualitativ definierten Schadensbilder in mechanische erfassbare Kenngrößen, wie zum Beispiel die Schiefstellung des Gebäudes oder Widerstands- und Steifigkeitsänderungen der Struktur, übertragen werden. Die Experimente an den Mauerwerksriegeln wurden dazu genutzt, verschiedene Definitionen der Schadensgrade zu vergleichen und zu untersuchen, wie die Schadensgrade in mechanischen Kenngrößen ausgedrückt werden können. Dabei sind mehrere Punkte zu beachten: Mechanische Modelle und auch die qualitativen Schadensbeschreibungen beziehen sich in der Regel auf das ganze Gebäude, mit den Riegeln kann aber nur die Schädigung einzelner Elemente untersucht werden. In Übereinstimmung mit vielen mechanischen Modellen, in welchen die Riegel nicht detailliert modelliert sind, wäre eine Betrachtung von Wänden naheliegender, aber im Rahmen dieses Projektes lagen nur Tests an Riegeln vor. Bei Erhebungen nach Erdbeben fließen auch Schäden an nicht-strukturellen Elementen in die Klassifizierung der Schadensgrade ein, mechanische Modelle berücksichtigen diese Elemente aber nicht. Ausserdem wird nach Erdbeben die Einteilung basierend auf den bleibenden Schäden vorgenommen, bei mechanischen Modellen werden die Schadensgrade in der Regel aber über die Maximalwerte, wie z.B. die maximale Verformung, definiert. Es muss daher eine Verbindung zwischen Maximalwert und bleibender Schädigung hergestellt werden.

Tabelle 11: Vergleich existierender Definitionen von Schadensgraden für unbewehrte Mauerwerksgebäude aus Hill und Rossetto (2008).

HAZUS '99	Slight				Moderate		Extensive		Complete	
FEMA 356	Operational			Immediate Occupancy	Life safety		Collapse Prevention			
Vision 2000 (index and damage descriptions)	10: Fully Operational	9: Fully Operational	8: Operational	7: Operational	6: Life safety	5: Life safety	4: Near collapse	3: Near collapse	2: Collapse	1: Collapse
EMS- 98	Fully Operational			Operational		Life safety		Near collapse		Collapse
GNDT	Light				Moderate-significant			Very significant		
Milutinovic and Trendafiloski, 2003 (RISK-UE: LMI-EMS based)	D0: None		D1: Slight		D2: Moderate		D3: Substantial to heavy		D4: Very heavy	D5: Destruction
Milutinovic and Trendafiloski, 2003 (LM2 –from equivalence provided)	None		Minor		Moderate		Severe		Collapse	
Lang & Bachmann, 2004 (EMS based)				DG1: Negligible to slight Damage		DG2: Moderate	DG3: Substantial to heavy		DG4: Very heavy	DG5: Destruction
Blong, 2003b				Light		Moderate	Heavy	Severe	Collapse	



Tabelle 11 zeigt eine Übersicht verschiedener Schadensskalen aus der Literatur. Zur Übertragung dieser Skalen in mechanische Kenngrößen existieren prinzipiell zwei Ansätze: Definition der Schadensgrade über Verformungslimits, wie beispielweise bei der Methode in Abschnitt 2.3.3, und Definition über markante Punkte auf der Last-Verformungskurve, wie z.B. in Abschnitt 2.3.4. Die letzte Art der Definition wurde im Rahmen dieses Projektes genauer untersucht. Ausgewertet wurden dabei auch die Last-Verformungskurven der an der ETHZ getesteten Mauerwerksriegel mit Stahlbetonbalken. Von diesen wurden die Rissbilder und Rissweiten zum Vergleich mit den qualitativen Beschreibungen der Schadensgrade sowie die Eigenschaften der zyklischen Last-Verformungskurven ausgewertet. Letztere wurden schliesslich dazu verwendet, neue mechanische Definitionen für die Schadensgrade vorzuschlagen. Tabelle 12 zeigt die neu vorgeschlagenen Kriterien im Vergleich mit Vorschlägen aus der Literatur. Beim Vergleich der Kriterien ist zu beachten, dass die Vorschläge aus der Literatur für bilineare Last-Verformungskurven entwickelt wurden während die neu vorgeschlagenen Kriterien auf detaillierten Last-Verformungsbeziehungen beruhen. In Bild 22 sind diese neuen Kriterien zusammen mit einer experimentell ermittelten Last-Verformungskurve dargestellt.

Mit diesen neuen Kriterien wurde für die getesteten Riegel eine gute Übereinstimmung zwischen der mechanischen Definition der Grenzen und der visuellen Beurteilung und entsprechenden Einteilung der Schadensgrade erzielt. Zu beachten ist aber wie bereits erwähnt, dass sich diese Untersuchung mit den Riegeln auf ein isoliertes Element bezieht und nicht auf ein ganzes Gebäude. Ausserdem ist für die Anwendung der neuen Kriterien eine detaillierte Modellierung nötig. Bei einer vereinfachten Modellierung mit bilinearen Last-Verformungskurven muss auf bestehende Kriterien aus der Literatur zurückgegriffen werden. Bei den Riegeln zeigte sich für die Kriterien von Lagomarsino und Giovinazzi (2006) ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen mechanischer und qualitativer Definition der Schadensgrade.

*Tabelle 12 Mechanische Definition der Schadensgrade basierend auf der Last-Verformungskurve – existierende Definitionen und neuer Vorschlag.*

Limit state for onset of EMS damage grade	Oropeza for a single element (condensed from URM and RC element)	Lagomarsino and Giovinazzi	Proposed criteria
DG1	The onset of cracking starts when the tensile stress exceeds the tensile strength. The associated drift limit corresponds to that drift of the bilinear approximation where the actual force-rotation relationship changes the slope.	$0.7d_y$	Onset of cracking → Point where the stiffness degrades for the first time.
DG2	Behaviour of the structural element is nonlinear.	$1.5d_y$	Beginning of the non-linear behaviour and significant reduction in stiffness.
DG3	Not defined	$0.5(d_y + d_u)$	The element stiffness tends to zero.
DG4	Drop of the shear force by 20%	$d_u$	First significant drop of the shear force
DG5	Not defined		Not defined

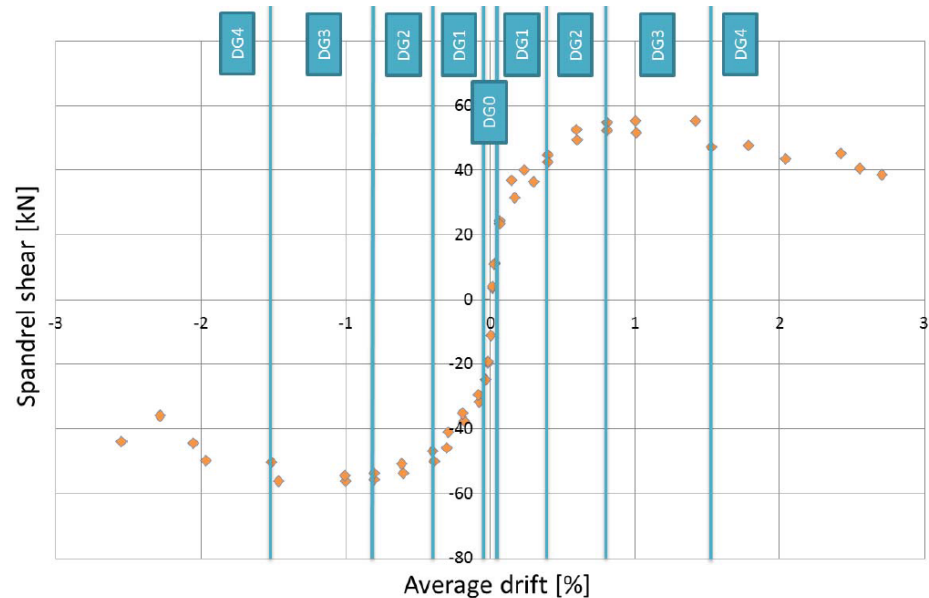


Bild 22 Neu vorgeschlagene Definition der Schadensgrade für experimentell ermittelte Last-Verformungskurve.

#### 4. Schlussfolgerungen

Bei dem vorliegenden Projekt "Wirklichkeitsnahe Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von Mauerwerksgebäuden in der Schweiz" wurden in drei Teilprojekten und mit verschiedenen Ansätzen bestimmte Aspekte hinsichtlich der Ermittlung der genannten Funktionen behandelt. In dem an der EPFL durchgeführten Teilprojekt wurden zwei verschiedene Methoden zur Ermittlung der Fragilitätsfunktionen von Schweizer Gebäuden entwickelt. In dem Weimarer Teilprojekt wurden Daten des Bebens von Albstadt im Jahr 1978 ausgewertet. Dieses Erdbebengebiet befindet sich in einer ebenfalls moderat seismischen Region mit einem Gebäudebestand, der vergleichbar zu dem in der Schweiz ist und war daher gut geeignet, um eine Datenbasis für künftige Verletzbarkeitsstudien zu erstellen. In dem an der ETHZ und dem EUCENTRE durchgeführten Projektteil wurde das nicht-lineare Verformungsverhalten von Mauerwerksgebäuden mittels experimenteller und numerischer Studien näher untersucht.

Im Teilprojekt an der EPFL wurde eine Typologie für Schweizer Gebäude ermittelt und der Gebäudebestand von zwei Schweizer Städten ausgewertet, um die Exposition ("exposure") zu ermitteln. Für eine erste Abschätzung wurden anschliessend zwei empirische Methoden auf die Beispielstädte angewendet. Damit konnte zum Beispiel identifiziert werden, welche Stadtteile vulnerabel waren, allerdings zeigte sich deutlich, dass die für andere Standorte entwickelten empirischen Methoden nicht einfach übertragen werden können, da die mit beiden Methoden ermittelten Ergebnisse im Detail unterschiedlich waren und nur einen groben Überblick boten. Aus diesem Grund wurden zwei analytische Methoden zur Modellierung der Gebäude für die weitere Untersuchung angewendet. Genauer untersucht wurden vor allem Steinmauerwerk und modernes Mauerwerk mit steifen Decken. Bei einer Methode werden die Gebäude mit vereinfachten mechanischen Ansätzen modelliert. Damit liessen sich für die ersten Schadensgrade gute Ergebnisse erzielen, die Verformungskapazität wurde allerdings eher pessimistisch eingeschätzt, was auch schon in früheren Studien auffiel.

Die zweite Methode lässt sich auch anwenden, ohne dass genauere Informationen zum Gebäude in Form von Plänen und Materialparametern bekannt sind. Stattdessen werden im Gebäude Schwingungsmessungen durchgeführt, mit denen sich die dynamischen Eigenschaften der Struktur bestimmen lassen. Die so ermittelten Eigenschaften werden für die weitere Modellierung verwendet. Damit wurden ebenfalls gute Ergebnisse für die ersten Schadensgrade erzielt. Weiterer Forschungsbedarf besteht hinsichtlich der Frage, wie sich die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen und Dämpfungen im inelastischen Bereich genau verändern und wie die Methode somit zur Berechnung der höheren Schadensgrade erweitert werden kann. Des Weiteren wurden bei dieser Methode zur Definition der Schadensgrade relativ grobe Schiefstellungsgrenzwerte verwendet. Diese wurden auf Basis einer experimentellen Datenbank ermittelt und könnten in der Zukunft verfeinert und auch für andere Arten Mauerwerk erweitert werden. Der Vergleich der beiden Methoden hat ausserdem gezeigt, dass die Resultate stärker von den Modellierungsannahmen abhängen können, als von den Eingangsparametern, die von den Gebäudeeigenschaften bestimmt sind. Ein Weg zur Überwindung dieser Schwachstelle könnte sein, die Modelle entsprechend ihrer "Stärken" zu kombinieren, also zum Beispiel die Eigenfrequenzen mittels der experimentellen Methode einzugrenzen und die Verformungskapazität mit der auf mechanischen Ansätzen basierenden Methode zu berechnen, vorausgesetzt, die Prognose der Verformungskapazität mit dieser Methode kann verbessert werden. Insgesamt hat sich in diesem Teilprojekt aber auch gezeigt, dass Mauerwerksgebäude etwas weniger verletzlich sind, als ursprünglich angenommen. Bezüglich der Eigenfrequenzen hat sich in diesem Teilprojekt und auch anderen Studien aus der Literatur gezeigt, dass die Art der horizontalen Elemente, also Decken, sowie auch das Vorhandensein sogenannter "nicht-tragender" oder "nicht-struktureller" Elemente wie Fassaden und Trennwände zumindest bei kleineren Anregungen einen signifikanten Einfluss haben können. Da die Eigenfrequenzen insgesamt einen wichtigen Einfluss, auch auf den Verformungsbedarf, haben, wird in diesem Projektteil vorgeschlagen, die Fragilitätskurven in Funktion der spektralen Verschiebung zu ermitteln, da diese direkt mit der zugehörigen Frequenz zusammenhängt.

Der Projektteil zum nicht-linearen Verhalten von Mauerwerk konzentrierte sich auf den Beitrag von Riegeln zum Verformungsverhalten, da dieser bisher noch wenig erforscht ist und oft gar nicht oder nur approximativ in Modellen berücksichtigt wird. Die an Riegeln verschiedener Art durchgeführten Experimente haben gezeigt, dass die Last-Rotationsbeziehung der Riegel oft von einer ausgeprägten Spitzenlast und einem anschliessenden starken Lastabfall gekennzeichnet ist. In den zyklischen Tests kann eine gewisse Kapazität zur Energiedissipation beobachtet werden. Die Bruchfestigkeit und das Verformungsvermögen können relativ hoch sein. Bezüglich Verformungsvermögen wurde das aber auch auf die Laborbedingungen zurückgeführt, die eine starke Schädigung der Wand und damit eine Änderung der Auflagerbedingungen sowie ein Versagen des gerissenen Riegels aus der Ebene verhinderten. Ein Stahlbetonringbalken hat einen starken Einfluss auf das Verhalten des Riegels.

In der Modellierung mit Tremuri wurde den Makro-Elementen, mit welchen die Riegel modelliert wurden, durch geeignete Wahl der Materialparameter ein durch Schub dominiertes Verhalten aufgezwungen, um die Spitzenlast und den anschliessenden Lastabfall zu erfassen. Mit einem biegedominierten Element wäre wohl im inelastischen Bereich der Widerstand überschätzt worden, da diese Elemente durch einen relativ konstanten Widerstand über einen grösseren Verformungsbereich gekennzeichnet sind. Die anfängliche Steifigkeit musste in den meisten Fällen, vor allem bei den Riegeln mit Stahlbetonbalken, deutlich reduziert werden, um die experimentellen Daten gut abzubilden. Dies kann mit der Art und Ausrichtung der Ziegel in Zusammenarbeit mit der Belastungsrichtung im Riegel zusammen hängen. Wenn eine von der Verlängerung abhängige Axiallast auf den Riegel einwirkte, also eine Zugstange vorhanden war, deren Last nicht konstant gehalten wurde, war die Kraft in der Zugstange und die dadurch resultierende Erhöhung des Widerstands

numerisch schwierig zu erfassen. Dies umso mehr, je steifer die Zugstange war und je grösser somit der potentielle Fehler in der sich entwickelnden Kraft. Generell war es aber numerisch möglich, die experimentellen Zyklen gut zu erfassen. Eine Ausnahme stellten die Riegel mit sehr wenig Horizontallast dar. Deren Energiedissipation war zwar in den Experimenten hoch, aber da sie von der Reibung zwischen den Stürzen und dem Mauerwerk abhing war sie schwierig zu modellieren.

Ein Punkt für zukünftige Arbeiten ist daher die korrekte Erfassung des zyklischen Verhaltens von Mauerwerksgebäuden unter Berücksichtigung der durch die Riegel dissipierten Energie. Weiterhin sollten "klassische", bi-lineare Modelle verbessert werden, um den Lastabfall im inelastischen Bereich, eventuell durch das Einführen von Verformungslimits, besser zu modellieren. Zur besseren Kalibration der Berechnungsmodelle würden ausserdem weitere Experimente an Riegeln anderer Formen und mit anderen Konstruktionsarten benötigt.

Für praktische Anwendungen lassen sich die Ergebnisse wie folgt zusammenfassen:

- Mauerwerksgebäude stellen einen signifikanten Anteil der Schweizer Bausubstanz (über 50 % in den beiden in diesem Projekt näher untersuchten Städten). Ihre Verletzbarkeit beeinflusst damit wesentlich die Verletzbarkeit des gesamten Gebäudebestandes.
- Schweizer Mauerwerksgebäude sind weniger verletzlich als zu Beginn des Projektes, und auch in früheren Studien wie z.B. Aigle, gedacht (eher Vulnerabilitätsklasse C statt B)
- Fragilitätsfunktionen und empirische Methoden zur Untersuchung der Verletzbarkeit, die in anderen Ländern und Regionen entwickelt wurden, lassen sich nicht einfach auf die Schweiz übertragen, da der Gebäudebestand gewisse Unterschiede aufweist, und das Erdbebenverhalten somit nicht genau gleich ist.
- Das Verhalten der Riegel kann wesentlich das Verhalten eines Gebäudes beeinflussen, sowohl hinsichtlich Widerstand als auch hinsichtlich Verformungskapazität. Daher sollten die Riegel in der Modellierung berücksichtigt werden. Bei den hier untersuchten Gebäuden wurden gute Modellierungsergebnisse mit Makro-Elementen erzielt, wenn die Riegel mit schubdominierten Makro-Elementen modelliert wurden.

## 5. Glossar

- Bodenbeschleunigung: Die bei einem Erdbeben an der Geländeoberkante auftretende Beschleunigung. Als Kenngrösse für Erdbeben wird oft die maximal auftretende Beschleunigung verwendet.
- Fragilitätsfunktionen: Zeigen die Überschreitungswahrscheinlichkeit eines bestimmten Schadensgrades abhängig von der seismischen Anregung (z.B. spektrale Beschleunigung, Intensität).
- Intensität I: Bezieht sich in diesem Bericht immer auf die makroseismische Intensität, die über die Schwere der Schäden und die Häufigkeit ihres Auftretens definiert ist.
- Kapazitätskurve: Beschreibt das Last-Verformungsverhalten einer Struktur unter horizontaler Einwirkung.
- Schadensgrad DG ("Damage Grade"): Ein Mass für die Schwere der Schädigung eines Gebäudes. In der häufig verwendeten EMS-98 Skala werden fünf Schadensgrade von DG1 "leichte Schäden" bis DG5 "sehr schwere Schäden / Einsturz" definiert.
- Spektrale Beschleunigung: Beschleunigung, die in einer Struktur mit einer bestimmten Eigenfrequenz auftritt. Je nach Eigenfrequenz der Struktur kann diese grösser, aber auch kleiner sein als die Bodenbeschleunigung.

- Verletzbarkeits- oder Vulnerabilitätsfunktionen: Stellen die Schadensrate abhängig von einer Kenngrösse der Erdbebenstärke (z.B. spektrale Beschleunigung, Intensität) dar.

## 6. Literatur

- Ambraseys, N., Smit, P., Sibjornsson, P., Suhadolc, P., and B. Margaris (2002) *Internet site for European strong-motion data* European Commission, Research Directorate General, Environment and Climate Program
- Belmouden, Y., Lestuzzi, P., (2007) *On the seismic vulnerability assessment of unreinforced masonry buildings in Switzerland – Research Report*, EPFL IMAC, Lausanne.
- Calvi, G. M. (1999) *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 3, pp. 411-445.
- EC8 (2004) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Europäisches Komitee für Standardisierung, 1998-1, Ausgabe 2004.
- Grünthal, G. (Ed.) (1998) *European Macroseismic Scale 1998 EMS-98*, Cahiers de Centre Européen de Géodynamique et de Seismologie, Volume 15, Luxemburg.
- Hiller, D., (1985) *Makroseismische Wirkungen des Albstadt-Bebens vom 3. September 1978 in Baden-Württemberg*, Dissertation, Institut für Geophysik der Universität Stuttgart.
- Lang, K. (2002) *Seismic vulnerability of existing buildings*, PhD Thesis, ETH Zürich.
- Magenes, G., Morandi, P., Penna, A. (2008) *WP7 Deliverable D7.1c Tests results on the behavior of masonry under static cyclic in plane lateral loads*, Technical report Coll-Ct-2003-500291, Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe (ESECMaSE).
- Michel, C., Lestuzzi, P., Oropeza, M., Lattion, E. (2008) *Seismic Vulnerability of Swiss Masonry buildings: Findings and issues – Research Report*, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 8.
- Michel, C., Oropeza, M., Lestuzzi, P. (2009) *Seismic Vulnerability of Existing Masonry Buildings – Final Research Report*, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 10.
- Milutinovic, Z. V., Trendafiloski, G. S. (2003) *Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings*, European project.
- Schwarz, J., Beinersdorf, S., Swain, Th., Leipold, M., Langhammer, T., Kaufmann, Ch. (2007) *Auswertung der Schadendaten des Albstadt Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz*, Bauhaus Universität Weimar, Abschlussbericht.
- Schwarz, J., Beinersdorf, S., Swain, Th., Langhammer, T., Leipold, M., Kaufmann, Ch., Wenk, Th. (2008) *Realistic vulnerability and displacement functions for masonry structures derived from damaging earthquakes in central Europe*, 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Sellami S. et al. (2002) *Seismic hazard map of Switzerland* Schweizerischer Erdbebendienst SED