

Schäden an Mauerwerksbauten beim Erdbeben vom 6. April 2009 in L'Aquila

Alessandro Dazio und Katrin Beyer
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 EINFÜHRUNG

Am Montag 6. April 2009, um 03:32:39 Uhr Ortszeit wurden die Abruzzen durch ein Erdbeben der Magnitude $M_w=6.3$ (Momenten Magnitude, Lokale Magnitude $M_L=5.8$) erschüttert. Das Hypozentrum lag etwa 5 Kilometer südwestlich der 70'000-Einwohner-Stadt L'Aquila, in einer Tiefe von lediglich etwa 9 Kilometern.

Infolge der Nähe zu einem relativ dicht besiedelten Gebiet, der geringen Tiefe, den starken Standorteffekten und der zum Teil älteren Bausubstanz hat das Erdbeben verheerende Konsequenzen gehabt. 305 Menschen haben ihr Leben verloren, mehr als 1'500 wurden verletzt und mehr als 15'000 Gebäude wurden beschädigt, was mehr als 70'000 Obdachlose zur Folge hatte. L'Aquila zählt zu den wichtigsten historischen Städten Italiens und das Erdbeben hat auch eine massive Beschädigung des Kulturerbes verursacht. Die meisten Schäden traten an älteren Gebäuden aus Bruchsteinmauerwerk auf. Grosse Schäden gab es aber auch bei moderneren Tragwerksarten wie z.B. Stahlbetonrahmengebäuden (meistens mit Ausfachungen aus unbewehrtem Mauerwerk) oder Stahlbetontragwandgebäuden.

Ein Erdbeben der Magnitude $M_w=6.3$ ist auch in der Schweiz jederzeit möglich. In den letzten 500 Jahren trat ein Erdbeben ähnlicher Magnitude etwa alle 100 Jahre im Wallis auf (SED, 2002). Zudem, hat die Bausubstanz, die in L'Aquila anzutreffen ist, gewisse Ähnlichkeiten mit der Bausubstanz, die an mehreren Orten in der Schweiz vorkommt. Somit ergeben vermutlich die Schäden in L'Aquila zum Teil eine gute Abbildung der Schäden, die in der Schweiz infolge eines ähnlichen Ereignisses zu erwarten sind. Aus diesem Grund hat die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) unmittelbar nach dem Erdbeben eine Erkundungsmission nach L'Aquila geschickt. Das fünfköpfige¹ Erkundungsteam war am 15.-18. April 2009 in L'Aquila. Eine ausführlichere Darstellung der Beobachtungen des Erkundungsteams ist in Dazio et al. (2009) zu finden. Nach einer kurzen Dis-

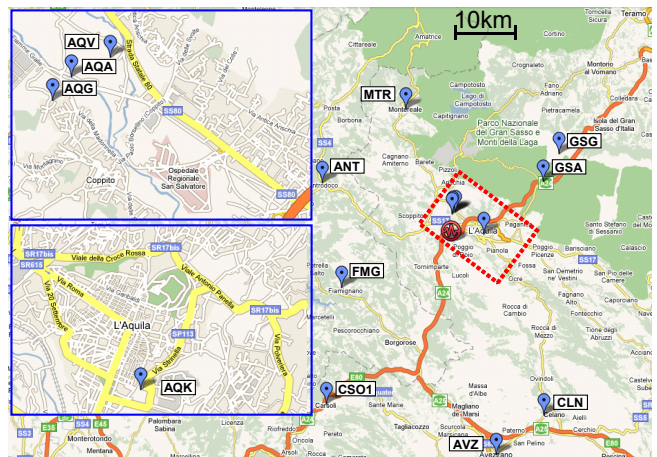


Abb. 1: Lokalisierung der Messtationen in der Nähe des Epizentrums und ungefähre Lage der Projektion der Bruchfläche an der Erdoberfläche gemäss Ameri et al. (2009).

kussion der aufgetretenen Bodenbewegungen (Kap. 2), konzentriert sich hingegen dieser Beitrag auf Schäden, die an Mauerwerksbauten beobachtet wurden (Kap. 3). Es wird dabei zwischen alten Gebäuden aus Bruchsteinmauerwerk, alten Gebäuden aus Vollziegeln und modernen Gebäuden unterschieden. Schliesslich werden die wichtigsten Erkenntnisse in Kapitel 4 zusammengefasst.

2 AUFGETRETENE BODENBEWEGUNGEN

Um ein Gefühl zu vermitteln, wie gross die Erschütterungen waren, die die zum Teil grossen Schäden verursacht haben, werden in der Folge einige wichtige Aspekte der gemessenen Bodenbewegungen dargestellt und kommentiert. Zwölf der mehr als 50 Messtationen des Starkbebennetzes des Italienischen Zivilschutzes (DPC, 2009), die den Hauptstoss des Erdbebens erfasst haben, sind in der Karte in Abb. 1

1. Mitglieder des SGEB-Erkundungsteams waren:
Prof. Dr. Alessandro Dazio (Leitung), IBK-ETHZ, Zürich;
Dr. Katrin Beyer, IBK-ETHZ, Zürich; Friederike Braune, BAFU, Bern; Dr. Stefan Fritsche, SED-ETHZ, Zürich; Xavier Mittaz, sd ingénierie Dénériaz et Pralong Sion SA, Sion.

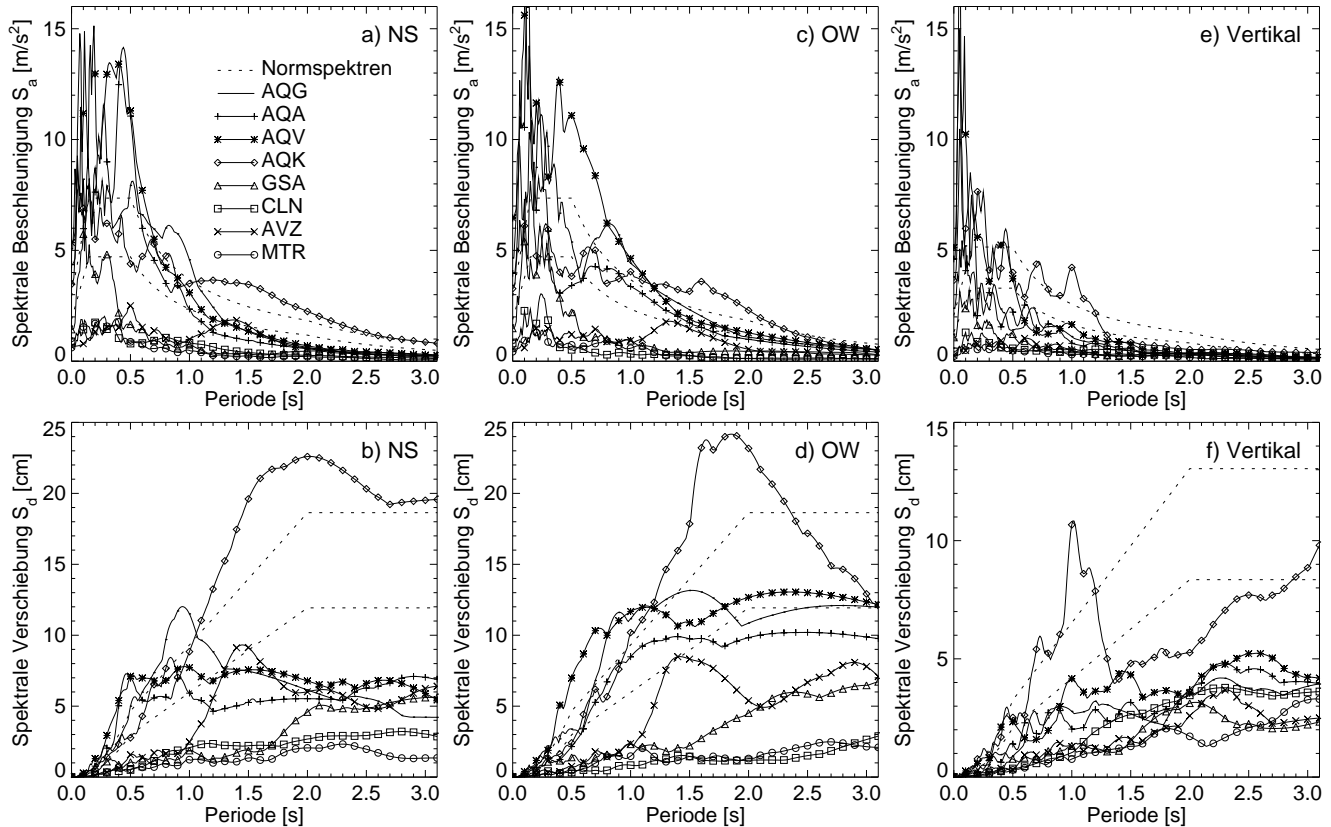


Abb. 2: Antwortspektren der an unterschiedlichen Standorten gemessenen Bodenbewegungen verglichen zu den Normspektren typisch für die italienische Erdbebenzone 2 und die schweizer Zone 3b (Spektren Typ I, BGK B nach CEN (2004)).

dargestellt. Ihre Epizentraldistanz variiert zwischen 4.4 und 35 km. Unter Berücksichtigung des in Ameri et al. (2009) geschätzten Herdmechanismus – es handelte sich um eine Abschiebung mit einem Streichen von 127° (d.h. NW-SO) und einem Fallen von 50° (d.h. nach SW) – befinden sich die 4 Messstationen, die dem Epizentrum am nächsten waren, innerhalb der Projektion der Bruchfläche an die Erdoberfläche. Ausser AVZ (BGK C) stehen alle Messstationen auf eher steifem Baugrund und die entsprechende Baugrundklasse (BGK) gemäss Eurocode 8 (CEN, 2004) ist entweder A oder B. Von den acht Stationen bei welchen die grössten Bodenbewegungen gemessen wurden, sind AQQ, AQA, AQV, MTR und CLN Freifeld-Standorte, während AQK, GSA, FMG und AVZ sich innerhalb oder nahe an Gebäuden befinden. Bei den letzteren werden in der untersuchten Literatur allfällige Interaktionen mit der Struktur weder vermutet noch ausdrücklich ausgeschlossen.

2.1 Zeitverläufe

Die hier verwendeten Messdaten der Bodenbewegung stammen aus der ITACA Datenbank (WGI, 2009) und zeigen, dass nahe am Epizentrum die Starkbebenphase des Hauptstosses etwa 10 bis 15 s dauerte. Bei den Standorten AQV und AQK wurden die grösste

Bodenbeschleunigung (6.5 m/s^2) bzw. die grösste Bodenverschiebung (0.13 m) erfasst. An diesen sowie an anderen Standorten zeigen die Zeitverläufe der Geschwindigkeit und der Verschiebung ausgeprägte lang-periodische Pulse am Anfang der Bewegung; dies ist typisch für Zeitverläufe, die nahe am Epizentrum gemessen wurden. Die vertikale Komponente der Bodenbewegung war an beiden Standorten signifikant, mit maximalen Beschleunigungen grösser als $0.5g$ und Verschiebungen bis etwa 4 cm. Bereits ab einer Epizentraldistanz von lediglich 18.0 bis 19.3 km, wie bei den Messstationen GSA und FMG der Fall, sinkt die Amplitude der Bodenbewegung stark im Vergleich zu den vier Stationen von L'Aquila, wobei die Bewegung bei FMG noch wesentlich kleiner als bei GSA ist. Diese Beobachtung widerspiegelt sich in den spektralen Ordinaten, die die verschiedenen Standorte charakterisieren, und die im nächsten Abschnitt diskutiert werden.

2.2 Spektren der gemessenen Bodenbewegungen

Abbildung 2 zeigt die Antwortspektren der Beschleunigung und der Verschiebung für die acht Messstationen von Abb. 1, bei welchen die grössten maximalen Bodenbeschleunigungen $a_{g,max}$ gemessen wurden. Bei den selben acht Stationen sind in der Regel auch die grössten Spektralwerte zu verzeichnen.

Die Spektren der Nord-Süd (NS), der Ost-West (OW) und der vertikalen Komponente der Bodenbewegung an jedem Standort werden separat dargestellt und mit elastischen Antwortspektren (Normspektren) des Typs 1 gemäss CEN (2004) verglichen. Die Normspektren sind für Baugrundklasse B und für die Bemessungsbodenbeschleunigungen $a_{gd}=0.16g$ und $0.25g$ berechnet. Der erste Wert entspricht der seismischen Gefährdung von Zone 3b in der Schweiz (SIA 261, 2003), während der zweite Wert die seismische Gefährdung von Zone 2 in Italien charakterisiert, zu der L'Aquila gehört (OPCM n. 3431, 2005). Die Normspektren der vertikalen Komponente wurden hier, wie es die Schweizer Norm empfiehlt, als 0.7 Mal die Normspektren für die horizontale Komponente dargestellt, auch wenn eigentlich CEN (2004) für Antwortspektren der vertikalen Bewegung eine unterschiedliche Form vorschreibt.

Im Bezug auf die Antwortspektren von Abb. 2 können folgenden Bemerkungen gemacht werden:

- Die Spektralwerte der vier Standorte AQA, AQQ, AQK, AQV sind in der Regel wesentlich grösser als die Spektralwerte der anderen Standorte; dies vor allem weil die Epizentraldistanz der ersteren wesentlich kleiner ist.
- Die maximal erreichte spektrale Beschleunigung beträgt knapp 18 m/s^2 ($1.8g!$) und wurde für die OW-Komponente von AQV ($T=0.11 \text{ s}$) berechnet. Bei AQA, AQQ, und AQV wurden für sehr viele Perioden $T < 0.5 \text{ s}$ in beiden horizontalen Richtungen spektrale Beschleunigungen grösser $1g$ berechnet. Dies lässt vermuten, dass steifere Strukturen, wie z.B. Mauerwerksbauten oder Stahlbetontragwandgebäude, nahe am Epizentrum sehr grossen horizontalen Beanspruchungen ausgesetzt waren.
- Die maximal erreichte spektrale Verschiebung beträgt etwa 25 cm und wurde für die OW-Komponente von AQK ($T=1.85 \text{ s}$) berechnet. Bei der OW-Komponente von AQQ, AQK und AQV wurden für alle Perioden $T > 1.0 \text{ s}$ spektrale Verschiebungen grösser 10 cm verzeichnet. Bei AQV and AQQ wurden sogar auch für einige Perioden kleiner einer Sekunde solche spektrale Verschiebungen berechnet. Erfahrungsgemäss sollten weichere Tragwerke (z.B. mehrgeschossige Stahlbetonrahmengebäude, hohe Brückenstützen) spektrale Verschiebungen von 10 cm problemlos überstehen können, ausser "soft-storey" Effekte treten auf, die diesen ganzen Verformungsbedarf einem einzigen Stockwerk aufzwingen. Für steifere Tragwerke (z.B. Mauerwerksgebäude, Stahlbetontragwandgebäude, niedrige Stahlbetonrahmengebäude) kann hingegen sehr leicht ein Verformungsbedarf von 10 cm zu gross

sein und zu grossen Schäden führen, vor allem wenn sich zusätzlich dazu solche Verformungen in einem Stockwerk konzentrieren.

- Über breitere Periodenbereiche liegen die Spektralwerte der vier Standorte AQA, AQQ, AQK und AQV über den entsprechenden Ordinaten der Normspektren. Die Spektren von AQA, AQQ und AQV sind vor allem grösser für Perioden kleiner gleich etwa 1 bis 1.5 s . Am Standort AQK ist hingegen eine starke Amplifikation der Bodenbewegung im Bereich zwischen etwa 1.5 bis 2.5 s (0.4 - 0.7 Hz) zu beobachten. Bei AQK wird vermutet, dass die tiefen Seeablagerungen des Baugrunds zu Standorteffekten geführt haben. Bereits De Luca et al. (2005) erwähnt, dass beim Stadtzentrum von L'Aquila Amplifizierungen der Bodenbewegung im Bereich von 0.5 - 0.6 Hz stattfinden. Die Daten, die zu den Beobachtungen von De Luca et al. (2005) geführt haben, stammen nicht aus der Messstation AQK sondern aus einer älteren Messeinrichtung. Diese letzten Bemerkungen untermauern die Hypothese der Standorteffekte gegenüber der Möglichkeit, dass eventuell bei AQK Boden-Bauwerk-Interaktions-Effekte die gemessenen Zeitverläufe im Vergleich zur Freifeldbewegung modifiziert haben könnten.
- Die Spektralwerte der weiteren Stationen (GSA, MTR, CLN, AVZ) liegen hingegen deutlich unterhalb der Normspektren. Lediglich bei GSA im tiefen Periodenbereich ($T < 0.4 \text{ s}$) und bei AVZ um $T=1.5 \text{ s}$, trotz einer Epizentraldistanz von knapp 35 km , sind grössere spektrale Ordinaten zu verzeichnen. Im Fall von AVZ könnte es sich in Anbetracht des weicheren Baugrunds (BGK C) um eine lokale Amplifikation handeln.

Bei diesen Bemerkungen wurden lediglich die NS- und OW-Komponenten der Bodenbewegungen betrachtet. Eine Diskussion der Spektralwerte in beliebig rotierten Richtungen ist in Dazio et al. (2009) zu finden.

2.3 Wichtige Bemerkung

Der Hauptstoss des Erdbebens weist eine Magnitude auf, deren Wiederkehrperiode, auf regionaler Ebene betrachtet, wesentlich kleiner ist als 475 Jahre, welche zur Festlegung der seismischen Gefährdung in den Normen angenommen wurden. Trotzdem wurde im Abschnitt 2.2 beobachtet, dass die Antwortspektren bei den Standorten AQA, AQQ, AQK und AQV über grössere Periodenbereiche die Normspektren überschreiten. Diese deutliche Überschreitung ist einerseits auf die sehr geringe Epizentraldistanz der Standorte und andererseits auf den probabilistischen Charakter der Prozedur, mit welcher Normspektren i. d. R. bestimmt werden, zurückzuführen. Diese Über-



Abb. 3: Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk am Bahnhofplatz in L'Aquila.



Abb. 4: Palast aus Bruchsteinmauerwerk mit Eckpfeilern aus behauenen Steinen im Stadtzentrum von L'Aquila.

schreitung ist somit keine Partikularität des Erdbebens von L'Aquila, sondern ist nahe am Epizentrum generell zu erwarten.

3 SCHÄDEN AN MAUERWERKSBAUTEN

Fast alle alte Gebäude in der vom Erdbeben betroffenen Region sowie die Kulturgüter sind Gebäude, deren vertikalen Tragelemente zum grossen Teil aus Bruchsteinmauerwerk bestehen. Es gibt aber auch mindestens ein älteres Gebäude in der vom Erdbeben betroffenen Region, dessen Wände aus Vollziegeln gemauert wurden. Bei neueren Gebäuden herrschen zwar Tragstrukturen aus Stahlbetonelementen vor, jedoch gibt es einzelne Mauerwerksgebäude mit modernen Backsteinen oder Betonsteinen. Da sich das Verhalten dieser drei Kategorien von Mauerwerksbauten während des Erdbebens sehr stark von einander unterscheidet, ist in der Folge je ein Abschnitt den drei verschiedenen Mauerwerksbauten gewidmet. Für eine Diskussion des beobachteten Verhaltens von Mauerwerksausfachungen von Stahlbetonrahmengebäuden wird hingegen auf Dazio et al. (2009) verwiesen.

3.1 Alte Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk

3.1.1 Typisches Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk

Typische Wohnhäuser aus Bruchsteinmauerwerk haben neben dem Erdgeschoss ein oder zwei Obergeschosse. Abbildungen 3 und 4 zeigen zwei dieser Bruchsteinmauerwerksgebäude. Das Gebäude in Abb. 3 ist ein einfaches Wohnhaus. Die angedeutete Rahmenstruktur ist lediglich Schmuck, d.h. die Eckpfeiler bestehen aus demselben Bruchsteinmauerwerk wie die Wände. Dies ist bei dem Palast in Abb. 4 anders: Hier sind die Eckpfeiler aus behauenen Steinen hergestellt. Die Decken dieser Häuser sind typischerweise Holzdecken und das Dach ein Ziegel

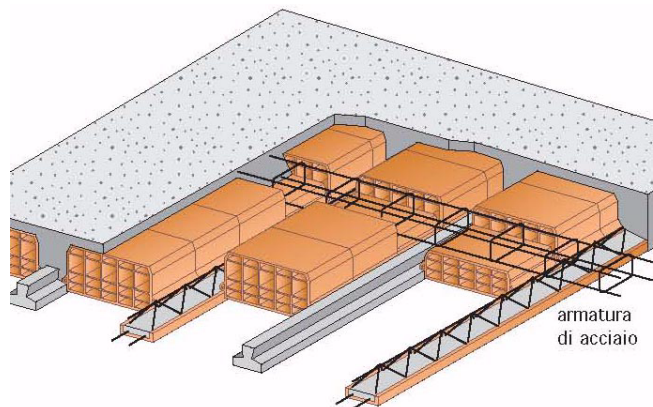


Abb. 5: In Italien häufig verwendetes Deckensystem aus vorgefertigten bewehrten Betonbalken, Ziegeln, Bewehrungskörben und Ortsbetonüberdeckung (Bacco, 2009).

bedecktes Holzsparrendach. Einige Bruchsteinmauerwerksgebäude hatten jedoch auch die in Italien sehr häufig verwendete Deckenstruktur aus vorgefertigten Betonträgern, eingelegten Ziegelsteinen und Bewehrungskörben und einer Ortsbetonüberdeckung (Solai in latero-cemento, wird in der Folge als SLC-Deckensystem bezeichnet). Ein ähnliches System, das Hourdis-Deckensystem, ist auch in der Schweiz zu finden.

Abbildung 5 zeigt eine schematische Zeichnung des SLC-Deckensystems mit seinen wesentlichen Komponenten. Dieses Deckensystem findet sowohl in alten als auch neuen Gebäuden Verwendung. Bei dem eher älteren Bruchsteinmauerwerksgebäude in Abb. 6 ist nicht bekannt, ob diese Decken nachträglich eingebaut wurden, um alte Holzdecken zu ersetzen oder ob sie von Anfang an Teil der Tragstruktur waren. Im ersteren Fall ist es vermutlich sehr schwer, eine gute Verbindung zu den Wänden herzustellen. Es ist daher möglich, dass die Decke nicht wirklich als Zugelement wirkt und damit auch nicht die Integrität des Gebäudes sicherstellen kann. Im ungünstigsten Fall kann es



Abb. 6: SLC-Deckensystem in einem eingestürzten Bruchsteinmauerwerksgebäude in Onna.



Abb. 8: Eingestürztes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem stehengebliebenen Wohnhaus aus Betonsteinen.



Abb. 7: Wohnpalast im Stadtzentrum von L'Aquila mit Versagensmechanismus aus der Ebene.



Abb. 9: Schwer beschädigtes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem praktisch unbeschädigtem Gebäude aus Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung.

daher sein, dass sich das Ersetzen einer Holzbalkendecke durch eine Decke des SLC-Systems ungünstig auf das Verhalten des Gebäudes auswirken kann, da die Masse aber nicht unbedingt der Widerstand des Gebäudes erhöht wird.

3.1.2 Bruchsteinmauerwerk ohne Zugelemente

Das Verhalten von Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurde massgeblich davon beeinflusst, ob gut verankerte Zugelemente vorhanden waren. Die Verletzbarkeit von Gebäuden ohne Zugelemente war erheblich höher als diejenige von Gebäuden mit Zugelementen. Da die Festigkeit von Bruchsteinmauerwerk klein ist, haben Bruchsteinmauerwerksgebäude i. d. R. sehr dicke Mauern, die gleichzeitig der thermischen Isolierung dienen. Die Kombination von grosser Masse mit kleiner Festigkeit macht Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk sehr anfällig für Versagen aus der Ebene, wenn die Wände nicht durch Zugelemente zurückgehalten werden. Häufig hatte das Versagen einiger Wände aus der Ebene zur Folge, dass das gesamte oder ein Teil des Tragwerks einstürzte.

Typische Versagensarten von Gebäuden ohne Zugelemente sind in den Abbildungen 3, 4 und 7 bis 9 dargestellt. Das Gebäude in Abb. 3 zeigt das für unbewehrte Mauerwerksgebäude typische Rissbild mit sich kreuzenden Diagonalen. Sichtbar sind auch die grossen Risse unterhalb der Dachstruktur, die die Integrität des Gebäudes erheblich gefährden und auf die fehlenden Zugelemente zurückzuführen sind. Zugelemente hätten vermutlich nicht die Diagonalrisse verhindern können, jedoch wäre das Gebäude auf der Höhe der Zugelemente zusammengehalten worden und die Rissbreiten wären beschränkt worden.

Ein Versagensmechanismus aus der Ebene infolge fehlender Zugelemente ist auch sehr deutlich an dem Palast in Abb. 7 zu sehen: Da das Mauerwerk keine Zugkräfte aufnehmen kann, versagt die Wand an der Ecke, wo sie die Kräfte infolge der Beschleunigungen aus der Ebene der orthogonalen Wand zurück halten müsste. Werden anstatt Bruchsteinmauerwerk behauene Steine für die Eckpfeiler verwendet (Abb. 4), wird das Verhalten verbessert. Mauerwerk aus behauenen Steinen hat grössere Festigkeiten, da die



Abb. 10: Gebäude in Onna aus Bruchsteinmauerwerk mit Holzbalkendecke und Zugelementen aus Stahl.



Abb. 11: Gebäude in Abb. 10: Zugbänder innerhalb von Ziegelementen auf Höhe der zweiten Geschossdecke

Steine sich verzahnen können. Das Verzahnen verhindert auch, dass der Eckpfeiler einfach durchgetrennt werden kann. Im Bruchsteinmauerwerk ist die mechanische Verzahnung der Steine sehr viel geringer. Eckpfeiler aus behauenen Steinen verbessern zwar das Verhalten, können i. d. R. das Versagen der Hausecke nicht ganz verhindern, wenn Zugelemente fehlen, da die Versagensebene oft einfach ausserhalb der Eckpfeiler in das Bruchsteinmauerwerk verlagert wird (Abb. 4).

Die ausserordentlich hohe Verletzbarkeit von Bruchsteinmauerwerksgebäuden ohne Zugelemente im Vergleich zu anderen Bauweisen belegen Abb. 8 und 9: Auf beiden Fotos ist ein eingestürztes bzw. sehr schwer beschädigtes Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk neben einem Gebäude zu sehen, das nur wenige bzw. praktisch keine Schäden erlitten hat. In Abb. 8 ist links neben dem eingestürzten Bruchsteinmauerwerksgebäude ein Gebäude aus modernen Backsteinen zu sehen. Am moderneren Gebäude sind Schäden im Erdgeschoss erkennbar, jedoch ist es weit davon entfernt einsturzgefährdet zu sein. An das stark beschädigte Bruchsteinmauerwerksgebäude, das in Abb. 9 gezeigt ist, ist ein modernes Stahlbetonrahmengebäude angebaut. Soweit erkennbar ist das Stahlbetonrahmengebäude, abgesehen von kleinen Schäden an einem Fenstersturz, unbeschädigt geblieben. Das Bruchsteinmauerwerksgebäude in Abb. 9 wurde während der Erkundungsmission am 18. April 2009 abgerissen.

3.1.3 Bruchsteinmauerwerk mit Zugelementen

In vielen Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurden Zugelemente entweder von Anfang an oder nachträglich eingebaut. Ein Beispiel für ein Bruchsteinmauerwerksgebäude mit Zugelementen ist das Gebäude in Abb. 10. Die Vorderwand des Gebäudes hat zwar aus der Ebene versagt, aber die Tragstruktur an sich ist



Abb. 12: Saniertes Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L'Aquila.

stehen geblieben. Auf der Höhe der ersten Geschossdecke zwischen EG und 1.OG ist eine ungefähr 30 mm dicke Zugstange erkennbar. Im Rand der zweiten Geschossdecke sind zwei Stahlbänder in U-förmigen, nach unten offenen Ziegelementen verlegt. Diese Zugelemente sind i. d. R. nicht oder nur leicht vorgespannt und wirken erst, wenn die Tragstruktur "auseinander fallen" möchte. Die Zugelemente in der zweiten Geschossdecke waren ziemlich sicher bereits beim Bau des Gebäudes eingelegt worden. Bei der Zugstange in der ersten Geschossdecke kann dies nicht mit Sicherheit gesagt werden, es ist allerdings zu vermuten. So gut Zugelemente für die Integrität des Bruchsteinmauerwerksgebäudes sind, Versagen aus der Ebene können sie nicht immer verhindern, da sie die Wände lediglich an deren vertikalen Ränder zusammenhalten. Für eine effektive Halterung gegen Versagen aus der Ebene muss die Wand jedoch auch auf der Höhe jeder Geschossdecke an ihrer oberen und unteren Kante gehalten werden. Im Fall des Gebäudes in Abb. 10 war die Wand vermutlich nicht auf der Höhe der ersten Geschossdecke gehalten und hat deshalb aus der Ebene versagt.



Abb. 13: Glockenturm mit Zugstangen.



Abb. 14: Chiesa parrocchiale in Paganica (Bild: F. Braune).



Abb. 15: Chiesa parrocchiale in Paganica: Verankerungen von Zugstangen und Verstärkung der Ecken (Bild: F. Braune).

Die Effektivität von Zugelementen zeigt auch das neu-lich restaurierte Gebäude in Abb. 12: Das Gebäude hat keine von aussen erkennbare Schäden.

Der Glockenturm in Abb. 13 hat viele Zugelemente direkt unterhalb des Daches und unterhalb der Stützen. Die Struktur hat dennoch versagt, da sich ober-und unterhalb der Stützen eine Versagensebene ausgebildet hat. Vermutlich ist das Dach zusammen mit der darin aufgehängten Glocke sehr schwer und die



Abb. 16: Stabil gebliebene Bogenstruktur in einem Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L'Aquila.

Schubtragfähigkeit des Mauerwerks ungenügend, um die grossen Horizontalkräfte aufzunehmen.

Die chiesa parrocchiale in Paganica ist ein Palast mit einem Glockenturm. In diesem Gebäude wurden zahlreiche Zugelemente vermutlich nachträglich eingebaut. Stahlprofile um die Ecken halfen zusätzlich mit, die Ankerkräfte gut zu verteilen und die Einheit der Ecken zu gewährleisten. Mit Erfolg: Das Gebäude hat keine von aussen erkennbaren Schäden, obwohl Paganica eines von den am meisten vom Erdbeben betroffenen Dörfern ist und das Dorfzentrum komplett gesperrt wurde (siehe Abb. 14 und 15).

3.1.4 Gewölbe in Bruchsteinmauerwerksgebäuden

Einige alte Bruchsteinmauerwerksgebäude haben im Erdgeschoss ein Gewölbe. Diese Gewölbe haben ein ausgezeichnetes Verhalten während des Erdbebens gezeigt: Auch in Gebäuden, die oberhalb des Gewölbes vollständig eingestürzt sind, ist das Gewölbe stehen geblieben. Beispiel dafür ist das in Abb. 16 gezeigte Gebäude.

3.1.5 Bruchsteinmauerwerksgebäude mit Ringbalken

Die Italienische Norm OPCM n. 3431 (2005) schreibt für Mauerwerksgebäude Ringbalken vor. Ringbalken sind Stahlbetonelemente, die auf der Höhe der Geschossdecke entlang des Perimeters des Gebäudes verlaufen und damit die Integrität des Gebäudes auf Höhe der Geschossdecken sicherstellen. Ringbalken sind damit besonders effektive Zugelemente. Sie sind effektiver als gewöhnliche Stahlzugstangen, da sie steifer sind und auch etwas Biegung aufnehmen können.

Wie die herkömmlichen Zugelemente können sie jedoch auch nicht jede Form des Versagens verhindern; Abb. 17 bis 20 sind Zeugnis solcher Versagen. Das Gebäude in Abb. 17 und 18 hatte lediglich einen Ringbalken unterhalb des Daches nicht jedoch auf der



Abb. 17: Gebäude im Stadtzentrum von L'Aquila bei dem trotz Ringbalken Versagen aufgetreten ist.



Abb. 19: Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk bei dem trotz Ringbalken und steifen Decken Versagen aufgetreten ist.



Abb. 18: Nahaufnahme des Ringbalkens des Gebäudes, das in Abb. 17 dargestellt ist.



Abb. 20: Gebäude mit einem Erdgeschoss aus Bruchsteinmauerwerk und einem Obergeschoss aus modernem Ziegelsteinmauerwerk mit Decke und Dach aus dem SLC-Deckensystem.

Höhe der Geschossdecke zwischen 1. und 2. OG. Der obere Ringbalken war nicht ausreichend, um die Wand über die gesamte Gebäudehöhe gegen Versagen aus der Ebene zu sichern.

Das Gebäude in Abb. 19 hatte entweder Ringbalken auf der Höhe jeder Decke oder Stahlbetondecken oder SLC-Systemdecken, die mit der Wand verbunden waren. Trotzdem kam es zu einem Versagen aus der Ebene zwischen der Geschossdecke an der Ecke des Gebäudes. Es ist möglich, dass dieser Versagensmechanismus durch einen stabilen Eckpfeiler vermieden hätte werden können.

Das Gebäude in Abb. 20 ist eine gemischte Struktur. Das EG war aus Bruchsteinmauerwerk gebaut. Die Decke zwischen EG und OG war eine Stahlbetondecke oder eine SLC-Systemdecke und das OG war aus modernen Backsteinen gemauert. Das Dach war wieder eine SLC-Systemdecke. Es ist davon auszugehen, dass das Versagen des Gebäudes lediglich auf das ungenügende Verhalten des Erdgeschosses zurückzuführen ist, da selbst nach dem Einsturz des Erdgeschosses die "Box" des Obergeschosses in grossen Zügen erhalten geblieben ist.

3.2 Alte Mauerwerksgebäude aus Vollziegeln

Nur eines der während der Erkundungsmision gesehenen Gebäude konnte zweifelsfrei als Mauerwerksgebäude mit Vollziegeln identifiziert werden (Abb. 21 und 22). Bei einigen Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurden zum Teil Ziegel als Steine verwendet, ohne jedoch einen regelmässigen Verband herzustellen. Über die gesamte Fassade des Gebäudes aus Vollziegeln in Abb. 21 und 22 haben die Riegel unterhalb der Fensteröffnungen versagt. Horizontale Steifigkeit und Widerstand sind deshalb sehr stark reduziert und es könnte sein, dass diese Einschätzung dazu geführt hat, dass das Gebäude als stark gefährdet eingestuft wurde. Im Gegensatz zu den meisten Bruchsteinmauerwerksgebäuden haben Versagensmechanismen aus der Ebene keine erkennbare Rolle gespielt. Da keine Zugstangen von aussen ersichtlich sind, könnte dies vor allem auf die bessere Verzahnung des Mauerwerks aus Vollziegeln und die vermutlich geringere Wandstärke und damit geringere Masse der Wand zurückzuführen sein.



Abb. 21: Gebäude aus altem Ziegelsteinmauerwerk in L'Aquila.



Abb. 23: Wohngebäude in Onna aus Betonsteinmauerwerk.



Abb. 22: Nahaufnahme des Mauerwerks.



Abb. 24: Nahaufnahme der versagten Gebäudeecke.

3.3 Moderne Mauerwerksgebäude

Moderne Mauerwerksgebäude sind aus industriell hergestellten Mauersteinen gebaut. Bei der Erkundungsmission wurden Gebäude mit Betonsteinen und Backsteinen mit einem hohen Lochanteil gesehen. In Onna gab es mindestens zwei Gebäude mit Betonsteinen. Das dreigeschossige Gebäude am Ortsrand (Abb. 23 und 24) ist schwer beschädigt worden, eine Ecke des Gebäudes ist eingestürzt. Dieser Einsturz konnte nicht durch den Ringbalken unterhalb des Daches und die steifen Decken verhindert werden. Ein zweigeschossiges Gebäude am Dorfplatz blieb hingegen fast unbeschädigt (Abb. 25); dass es sich um ein Mauerwerksgebäude aus Betonsteinen handelt, konnte anhand einer Wand gesehen werden, an die früher ein Bruchsteinmauerwerksgebäude anschloss, das während des Erdbebens aber eingestürzt ist. In Onna gab es mehrere neue Gebäude, die praktisch unbeschädigt waren, jedoch war es bei den meisten nicht möglich zu bestimmen, um welche Typ von Tragstruktur es sich handelt.

In einem Wohngebiet nord-westlich des Stadtzentrums von L'Aquila gab es ein sich noch im Bau befindendes Einfamilienhaus aus Backsteinmauerwerk



Abb. 25: Wohngebäude in Onna aus Betonsteinmauerwerk.

(Abb. 26). Der Rohbau war an einem Ende eingeschossig und am anderen Ende zweigeschossig. Soweit ersichtlich blieb es gänzlich unbeschädigt. Dazu haben vermutlich die folgenden Elemente beigetragen: (i) Das steife Fundament in Form einer Tiefgarage aus Stahlbeton, (ii) das Dach aus Stahlbeton, (iii) die Decken im SLC-Deckensystem, und (iv) Stahlbetonbalken und -stützen; eventuell ist auch das Treppenhaus, das auf der Rückseite des Gebäudes liegt, aus Stahlbeton. Für die Eckpfeiler wurde ein besonderer Steintyp ver-



Abb. 26: Sich noch im Bau befindendes modernes Mauerwerksgebäude mit Stahlbetonelementen in L'Aquila.

wendet und es ist daher nicht auszuschliessen, dass diese aus bewehrtem Mauerwerk sind. Die Mauerwände sind vermutlich 25-30 cm dick. Die Steine sind jedoch kleiner und wurden daher mehrlagig verbaut. Es ist auch möglich, dass es sich um ein zweischaliges Mauerwerk mit einer Isolierschicht handelt.

4 SCHLUSSWORT

Der Hauptstoss des Erdbebens von L'Aquila hatte im Vergleich zur Seismizität der Region eine verhältnismässig kleine Magnitude. Infolge der unmittelbaren Nähe des Epizentrums an einem besiedelten Gebiet, wurde jedoch eine grosse Menge an Bausubstanz grossen Erschütterungen unterworfen, dessen Amplituden zum Teil wesentlich grösser waren als die der Normspektren. Diese Überschreitung der Normspektren auch bei einem Erdbeben, das auf regionaler Ebene eine wesentlich kleinere Wiederkehrperiode im Vergleich zum Bemessungsbeben nach Norm aufweist, ist keine Besonderheit der Abruzzen, sondern ist auch in der Schweiz möglich. Dies zeigt erneut, dass es äusserst wichtig ist sicherzustellen, sei es bei einem neuen Projekt oder bei einer Ertüchtigung, dass die Tragwerke mit einer Variation der Erdbebeanregung im Vergleich zur angenommenen Einwirkung gut umgehen können. Solche Tragwerke sollen robust sein und ein stabiles duktiler Verformungsverhalten aufweisen, das sich verlässlich vorhersagen lässt.

Die Erschütterungen haben grosse Schäden an einem breiten Spektrum von auch neueren Bauwerken verursacht. Am meisten beschädigt wurden jedoch ältere Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk. Die beobachteten Schäden haben erneut die Wichtigkeit von horizontalen Umschnürungen aufgezeigt, die die Integrität des Tragwerks sicherstellen. In dieser Beziehung haben sich sowohl Zugelementen als auch Ringbalken (oder steifere Decken) bewährt. Letztere können aber, wenn die Qualität des Mauerwerks schlecht ist und die Erschütterungen gross sind, zu ungünstigen Erschei-

nungen führen. Die zusätzliche Versteifung und Beschwerung des Tragwerks können die lokale Beanspruchung des Mauerwerks erhöhen, was zu seinem Auseinanderfallen führen kann.

Ziegel- und Blocksteinmauerwerk, haben wegen ihrer besseren Verzahnung ein wesentlich günstigeres Verhalten im Vergleich zu Bruchsteinmauerwerk gezeigt, trotzdem wurde während der kurzen Erkundungsmission mindestens ein Teileinsturz eines solchen Gebäudes beobachtet. Dies bestätigt, dass es möglich ist, Mauerwerksgebäude für Erdbeben auszulagern, aber auch dass der Wahl der Technologie, dem Entwurf, der Bemessung und der konstruktive Durchbildung ein grosser Wert beizumessen ist.

5 DANK

Viele Institutionen und Personen haben der SGEB-Erkundungsmission nach L'Aquila geholfen. Eine ausführliche Verdankung ist in Dazio et al. (2009) zu finden.

6 LITERATUR

Ameri G., Augliera P., Bindi D., D'Alema E., Ladina C., Lovati S., Luzi L., Marzorati S., Massa M., Pacor F., Puglia R. (2009), Strong-motion parameters of the $M_w=6.3$ Abruzzo earthquake. INGV sezione di Milano-Pavia, Italy.

Bacco V. (2009), Solaio in latero-cemento – Confronto con sistemi alternativi. (<http://www.solaioinlaterizio.it/user/ConfrontoAlternativi.pdf>)

CEN (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1, CEN, Brussels.

De Luca G., Marcucci S., Milana G., Sanò T. (2005), Evidence of low-frequency amplification in the city of L'Aquila, Central Italy, through a multidisciplinary approach including strong- and weak- motion data, ambient noise, and numerical modeling. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 95, No. 4, pp. 1469–1481.

Dazio A., Beyer K., Braune F., Fritsche S., Mittaz X. (2009), Das $M_w=6.3$ Erdbeben von L'Aquila am 6. April 2009 – Bericht der SGEB-Erkundungsmission vom 15.-18. April 2009. SGEB, Zürich. (<http://www.sgeb.ch/erkundungsmissionen.html>)

DPC (2009), Rete Accelerometrica Nazionale (RAN). Dipartimento della Protezione Civile, Roma. (http://www.protezionecivile.it/cms/view.php?dir_pk=249&cms_pk=1451)

OPCM n. 3431 (2005). Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Suppl. Ordinario n. 85 alla G.U. n. 107 del 10 maggio 2005. Ordinanza del 3 maggio 2005. Roma.

SED (2002), Erdbebenkatalog der Schweiz. Schweizerische Erdbebendienst. ETH Zürich. (<http://histserver.ethz.ch>)

SIA 261 (2003), Einwirkung auf Tragwerke. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

WGI (2009), Data Base of the Italian strong motion data. Working Group ITACA (WGI). (<http://itaca.mi.ingv.it>)