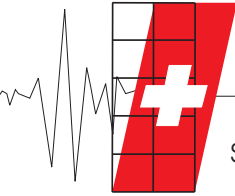


SGEB



Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics
Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik

Société Suisse du Génie Parasismique et de la Dynamique des Structures
Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale

Das $M_w=6.3$ Erdbeben von L'Aquila am 6. April 2009

Bericht der SGEB-Erkundungsmission vom 15. – 18. April 2009



Austausch von beschädigten Lager beim Viadotto San Sisto am 17. April 2009

fachgesellschaft des
groupe spécialisé de la

s i a

schweizerischen ingenieur-und architektenvereins
société suisse des ingénieurs et architectes

Bericht Erhältlich unter: <http://www.sgeb.ch/erkundungsmissionen.html>

Das $M_w=6.3$ Erdbeben von L'Aquila am 6. April 2009

Bericht der SGEB-Erkundungsmission vom 15. – 18. April 2009

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

Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
Société Suisse du Génie Parasismique et de la Dynamique des Structures
Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale

Zürich
August 2009

Inhaltsverzeichnis

Liste der Figuren	v
Liste der Tabellen	xvii
1 Einführung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Begründung und Zielsetzung der Erkundungsmission	2
1.3 Ablauf und Übersicht der Erkundungsmission	2
1.4 Organisation des Berichts	4
1.5 Verdankungen	5
2 Seismologische Aspekte	7
2.1 Die Erdbebengeschichte von Italien	7
2.2 Das Erdbeben von L'Aquila	7
2.3 Bodenbewegungen	9
2.3.1 Betrachtete Messstationen	9
2.3.2 Zeitverläufe	11
2.3.3 Normspektren für die Bemessung von Tragwerken	14
2.3.4 Spektren der gemessenen Bodenbewegungen: Spektren in den Haupthimmelsrichtungen	15
2.3.5 Spektren der gemessenen Bodenbewegungen: Spektren in beliebig rotierten Richtungen	17
2.3.6 Zur Überschreitung der Normspektren	33
3 Vergleich der Bausubstanz im Wallis und in L'Aquila	37
3.1 Einleitung	37
3.2 Alte Mauerwerksgebäude	38
3.2.1 Paläste mit Blocksteinmauerwerk	38
3.2.2 Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk	40
3.3 Stahlbetontragwerke	41
3.3.1 Brücken	41
3.3.2 Industrieanlagen	41
3.3.3 Wohnbauten	42
3.4 Kulturgüter – Kirchen	43
3.5 Schlussfolgerungen	44

4 Schäden an Mauerwerksstrukturen	45
4.1 Alte Mauerwerksgebäude aus Bruchsteinmauerwerk	45
4.1.1 Typisches Mauerwerksgebäude aus Bruchsteinmauerwerk	45
4.1.2 Bruchsteinmauerwerksgebäude ohne Zugelemente	47
4.1.3 Bruchsteinmauerwerksgebäude mit Zugelementen	48
4.1.4 Gewölbe in Bruchsteinmauerwerksgebäuden	50
4.1.5 Bruchsteinmauerwerksgebäude mit “Ringbalken”	50
4.2 Alte Mauerwerksgebäude aus Vollziegeln	51
4.3 Moderne Mauerwerksgebäude	52
5 Schäden an Stahlbetontragwerken	55
5.1 Stahlbetonrahmengebäude mit Mauerwerksausfachungen	55
5.1.1 Stahlbetonrahmengebäude, die versagt haben	55
5.1.2 Stahlbetonrahmengebäude, deren Tragstruktur beschädigt wurde	64
5.1.3 Stahlbetonrahmengebäude, deren Tragstruktur unbeschädigt blieb	66
5.1.4 Verhalten der Mauerwerksausfachungen von Stahlbetonrahmengebäuden	67
5.1.5 Zusammenfassung des beobachteten Erdbebenverhaltens von Stahlbetonrahmengebäuden	70
5.2 Gebäude mit Stahlbetonwänden	71
5.3 Brücken	75
5.3.1 Kleine eingestürzte Brücke zwischen Cerro und Poggio Picenze	75
5.3.2 Stadtbrücke	76
5.3.3 Hohe Autobahnbrücke	76
5.3.4 Viadotto San Sisto	78
5.4 Vorfabrizierte Stahlbetonhallen	81
6 Schäden an Kulturgut – Kirchen und Paläste in L’Aquila und dessen Umland	83
6.1 Ausmass der Schäden und Wiederaufbau	83
6.2 Typische Schäden an Kulturbaudenkmälern	85
6.2.1 Versagensmechanismen bei Kirchenbauten	85
6.2.2 Versagensmechanismen bei Palazzi	87
6.3 Kirchen im Stadtzentrum von L’Aquila	90
6.3.1 Chiesa di Santa Margherita detta dei Gesuiti	90
6.3.2 Chiesa dell’Annunziata	91
6.3.3 Chiesa di San Francesco di Paola	91
6.3.4 Duomo San Massimo de L’Aquila	92
6.3.5 Chiesa Santa Maria Paganica	92
6.3.6 Chiesa Santa Maria del Suffragio	95
6.3.7 Chiesa di San Marco	96
6.3.8 Complesso Monumentale e Chiesa di Sant’Agostino	97
6.3.9 Zwei Kirchen in Via Buccio di Ranallo	97

6.4 Kirchen in den Umgebungen von L'Aquila	99
6.4.1 Casentino	99
6.4.2 Civita di Bagno.	100
6.4.3 Monticchio	102
6.4.4 Onna	103
6.4.5 Paganica	104
6.4.6 Sant'Eusanio Forconese	105
6.5 Palazzi im Stadtzentrum von L'Aquila.	106
6.5.1 Rathaus / Palazzo Margherita.	106
6.5.2 Palazzi an der Piazza del Palazzo.	107
6.5.3 Palazzo Ardinghelli	107
6.5.4 Palazzo in der Via Paganica.	108
6.5.5 Palazzi in der Via Roma.	108
6.5.6 Palazzo an der Piazza Fontesecco	109
6.5.7 Hauptgebäude der L'Università degli Studi an der Piazza Vincenzo Rivero	110
6.6 Folgerungen für die Erdbebenprävention in der Schweiz	111
6.7 Schlussbemerkungen	111
7 Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen	113
7.1 Schadensbeschreibung	113
7.2 Versagensarten nicht tragender Gebäudeelemente.	114
7.2.1 Beispiele für Trägheitsversagen.	114
7.2.2 Beispiele für Verschiebungs-/Verformungsversagen.	118
7.3 Folgerungen für die Erdbebenprävention in der Schweiz	121
7.4 Schlussbemerkungen	121
8 Zusammenfassung	123
Literatur	127

Inhaltsverzeichnis

Liste der Figuren

1.1	Epizentrum des Erdbebens eingetragen in der Gefährdungskarte von Italien. “Zona 1” weist die höchste Gefährdung aus und die Bemessungsbodenbeschleunigung beträgt 0.35g (2: 0.25g, 3: 0.15g, 4: 0.05g) [ING09a]	1
1.2	Epizentrum des Erdbebens und indikative Ausdehnung der erkundeten Gebiete. Die schräge Gerade zeigt den approximativen Verlauf der Bruchfläche und die Marken in Querrichtung sind in einem regelmässigen Abstand von 1 km angebracht	3
2.1	Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale [ING09a]. Die Angaben zu den Erdbeben wurden durch die Autoren ergänzt	8
2.2	Lokalisierung der betrachteten Messstationen und ungefähre Lage der Projektion der Bruchfläche an die Erdoberfläche gemäss [Ame+09]	10
2.3	Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station AQV	12
2.4	Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station AQK	12
2.5	Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station GSA	13
2.6	Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station FMG	13
2.7	Elastische Antwortspektren (Normspektren) der Beschleunigung (a) und der Verschiebung (b) ausgewertet für die Bemessungsbodenbeschleunigungen der italienischen Zone 2 und der schweizer Zone 3b (Baugrundklasse B, Typ I für $M_s > 5.5$, Typ II für $M_s < 5.5$)	14
2.8	Beziehungen zwischen unterschiedlichen Magnitudenskalen (Bild 2.29 aus [Kre96])	15
2.9	Prinzip einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (PSHA, Bild 4.6 aus [Kra96] leicht modifiziert).	15
2.10	Antwortspektren der an unterschiedlichen Standorten gemessenen Bodenbewegungen verglichen zu den Normspektren der italienischen Zone 2 und der schweizer Zone 3b (Typ I, Baugrundklasse B)	16
2.11	Koordinatensystem zur Transformation der Bewegungsgrössen in beliebiger Richtung und entsprechende Transformationsmatrix	18
2.12	Maximale Bodenbeschleunigung in beliebiger Richtung	20
2.13	Messstation AQG. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	21
2.14	Messstation AQA. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	22
2.15	Messstation AQV. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	23
2.16	Messstation AQK. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	24

Liste der Figuren

2.17	Messstation GSA. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	25
2.18	Messstation CLN. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	26
2.19	Messstation AVZ. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	27
2.20	Messstation MTR. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden.	28
2.21	Antwortspektren der Beschleunigung S_a . Pro Periode wird die Spektrale Beschleunigung S_a in aller 38 unterschiedlichen Richtungen berücksichtigt	30
2.22	Antwortspektren des geometrischen Mittels der spektralen Beschleunigung S_a . Pro Periode werden die geometrische Mittel aller 38 unterschiedlichen Richtungen berücksichtigt	31
3.1	Eingestürzte Decke der Kirche Santa Maria di Collemaggio in L'Aquila (Web)	37
3.2	Eingestürzte Decke der Kirche von Chippis beim Erdbeben von 1946 (Keystone)	37
3.3	Schäden an einem Mauerwerksgebäude östlich der Stadt L'Aquila (XMI_2483_1)	37
3.4	Schäden an einem Mauerwerksgebäude von Visp infolge des Erdbebens von 1855 (CREALP)	37
3.5	Schäden an einem Gebäude von L'Aquila aus Bruchsteinmauerwerk mit Erdgeschoss aus behauenen Natursteinblöcken (Web)	38
3.6	Schäden an einem Gebäude von Visp aus Bruchsteinmauerwerk mit Eckpfeilern aus behauenen Natursteinblöcken infolge des Erdbebens von 1855 (CREALP)	38
3.7	Universitätsgebäude in L'Aquila (AD0460)	38
3.8	Regierungsgebäude in Sion (XMI)	38
3.9	Historisches Stadtzentrum von L'Aquila (AD0448)	39
3.10	Historisches Stadtzentrum von Sion (XMI)	39
3.11	Historisches Stadtzentrum von L'Aquila (AD0462)	39
3.12	Historisches Stadtzentrum von Sion (XMI)	39
3.13	Historisches Bauwerk mit Säulen im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0576)	39
3.14	Historisches Bauwerk mit Säulen in Sion (XMI)	39
3.15	Typische Gebäude von Onna, die ein sehr unterschiedliches Erdbebenverhalten hatten (AD0013)	40
3.16	Gässlein im Zentrum eines typischen Walliser Dorfes in der Rohne-Ebene (Bramois, Bild: XMI)	40
3.17	Ländliches Haus in Casentino, Umland von L'Aquila (XMI_2560)	40
3.18	Typisches ländliches Haus in Chalais, Wallis (XMI)	40
3.19	Viadukt San Sisto der Roma-Pescara Autobahn in L'Aquila mit vorfabrizierten Einfeldträgern gebaut (KB0848)	41
3.20	Viadukt Iles Falcon in Sierre als vorgespannter Durchlaufträger im Taktschiebeverfahren hergestellt (XMI)	41
3.21	Vorfabrizierte Stahlbetonhalle im Industriegebiet von Bazzano (XMI_2457_1)	41
3.22	Industriehalle in Chalais, Wallis (XMI)	41

3.23	Vorfabrizierte Stahlbetonhalle im Industriegebiet von Bazzano (FBR_P1000304).....	42
3.24	Industriehalle in Grône, Wallis (XMI).....	42
3.25	Stahlbetonrahmengebäude in L'Aquila mit offenem Erdgeschoss (XMI_2573_1).....	42
3.26	Wohnbau in Sion mit offenem Erdgeschoss als Stahlbetonrahmen ausgebildet (XMI).....	42
3.27	Wohnbau im Stadtzentrum von L'Aquila (XMI_2570_1).....	43
3.28	Wohnbau im Stadtzentrum von Sion mit soft-storey Gefährdung (XMI).....	43
3.29	Wohnbau nord-westlich des Stadtzentrums von L'Aquila (AD0225, siehe Abschnitt 5.1.1).....	43
3.30	Wohnbau in einem Walliser Dorf mit soft-storey Gefährdung (XMI).....	43
3.31	Kirche von Casentino (XMI_2563_1).....	43
3.32	Kirche von Grimisuat in der Hanglage von Sion (XMI).....	43
3.33	Kirche Santa Maria Paganica im Stadtzentrums von L'Aquila (AD0422).....	44
3.34	Kirche von Velère in Sion (XMI).....	44
4.1	Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk am Bahnhofplatz in L'Aquila (KB0739).....	45
4.2	Palast aus Bruchsteinmauerwerk mit Eckpfeilern aus behauenen Steinen im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0460).....	45
4.3	In Italien häufig verwendetes Deckensystem aus vorfabrizierten kleinen bewehrten Betonbalken, Ziegeln, Bewehrungskörben und Ortsbetonüberdeckung [Bac09] (Solaio in latero-cemento, wird im Bericht als SLC-Deckensystem bezeichnet).....	46
4.4	SLC-Deckensystem in einem praktisch unbeschädigten, nie in Betrieb genommenen Parkhaus im Rohbau in L'Aquila (KB0702).....	46
4.5	SLC-Deckensystem in einem eingestürzten Stahlbetonrahmengebäude in L'Aquila (AD0317).....	46
4.6	SLC-Deckensystem in einem eingestürzten Bruchsteinmauerwerksgebäude in Onna (AD0016).....	46
4.7	Wohnpalast im Stadtzentrum von L'Aquila mit Versagensmechanismus aus der Ebene (AD0944).....	47
4.8	Nahaufnahme der versagten Gebäudeecke im Bild 4.7 (AD0577).....	47
4.9	Eingestürztes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem zwar beschädigten, aber stehengebliebenem Wohnhaus aus Betonsteinen (AD0342).....	48
4.10	Schwer beschädigtes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem praktisch unbeschädigtem Gebäude aus Stahlbetonrahmen und Mauerwerksausfachung (AD0273).....	48
4.11	Gebäude in Onna aus Bruchsteinmauerwerk mit Holzbalkendecke und Zuelementen aus Stahl (AD0029).....	48
4.12	Gebäude im Bild 4.11: Zugbänder innerhalb von Mauersteinelementen auf Höhe der zweiten Geschossdecke (KB0687).....	48
4.13	Saniertes Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0477).....	49
4.14	Glockenturm mit Zugstangen im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0483).....	49
4.15	Chiesa parrocchiale in Paganica (FBR_P1000283).....	49
4.16	Chiesa parrocchiale in Paganica: Verankerungen von Zugstangen und Verstärkung der Ecken (FBR_P1000287).....	49

Liste der Figuren

4.17	Gebäude im Bild 4.11: Gewölbestructur im EG und Zugelement vor der Holzbalkendecke zwischen EG und 1. OG (KB0686)	50
4.18	Stabil gebliebene Bogenstruktur in einem Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L' Aquila (AD0465).	50
4.19	Gebäude im Stadtzentrum von L' Aquila bei dem trotz Ringbalken ein Versagen aus der Ebene aufgetreten ist (AD0558)	50
4.20	Nahaufnahme des Ringbalken des Gebäudes im Bild 4.19 (AD0559)	50
4.21	Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk bei dem trotz Ringbalken und steifen Dekken Versagen aus der Ebene aufgetreten ist (AD0341).	51
4.22	Wohnhaus mit einem Erdgeschoss aus Bruchsteinmauerwerk und einem Obergeschoss aus modernem Ziegelsteinmauerwerk mit Stahlbetondecke und Dach aus dem SLC-Deckensystem (AD0020)	51
4.23	Wohnhaus aus altem Ziegelsteinmauerwerk in L' Aquila (AD0060)	51
4.24	Nahaufnahme des Mauerwerks (KB0726).	51
4.25	Wohngebäude in Onna aus Mauerwerk mit Betonsteinen (KB0661)	52
4.26	Nahaufnahme der versagten Gebäudeecke (KB0663)	52
4.27	Wohngebäude in Onna aus Betonsteinmauerwerk (AD0025)	52
4.28	Wohngebäude in L' Aquila aus Betonsteinmauerwerk (KB0756)	52
4.29	Wohngebäude in L' Aquila aus Betonsteinmauerwerk (AD0145)	53
4.30	Nahaufnahme einer beschädigten Wand des Gebäudes im Bild 4.29 (AD0146).	53
4.31	Sich noch im Bau befindendes modernes Mauerwerksgebäude mit Stahlbetonelementen in L' Aquila (AD0150, AD0140, AD0141, AD0143)	53
5.1	Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Vor dem Erdbeben (SV0202 [SV09])	56
5.2	Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nach dem Erdbeben (XMI_2574).	56
5.3	Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Übergang zwischen versagtem und nicht versagtem Gebäudeteilen (KB0856)	56
5.4	Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Glatter Bewehrungsstahl und fehlende Bügel (AD0315)	56
5.5	Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Das Fundament scheint grösstenteils aus Bruchsteinmauerwerk zu bestehen (AD0326)	56
5.6	Strassenschaden neben dem zweigeschossigen Stahlbetonrahmengebäude (KB0862).	56
5.7	Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Ansicht (AD0321).	57
5.8	Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nahaufnahme der kurzen Stützen und des Riegels oberhalb des Fundaments (AD0323)	57
5.9	Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nahaufnahme der kurzen Stütze an der Gebäudeecke (XMI_2575).	57
5.10	Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nahaufnahme der kurzen Stütze neben dem Hauseingang (AD0324)	57
5.11	Hotel Duca degli Abruzzi: Stahlbetonrahmengebäude mit Mauerwerksausfachungen und sehr weichem Erdgeschoss vor dem Erdbeben (SV0002, SV0003 [SV09])	58
5.12	Hotel Duca degli Abruzzi: Nach dem Erdbeben (AD0486)	58
5.13	Hotel Duca degli Abruzzi: Stützenkopf mit glatten Bewehrungsstäben und fehlender Umschnürung (AD0488)	58

5.14	Hotel Duca degli Abruzzi: Riegel mit glatten Bewehrungsstäben und ungenügender Schubbewehrung und mangelhafter Ausführung des Knotenbereichs (AD0490)	58
5.15	Hotel Duca degli Abruzzi: SLC-Deckensystem (AD0498, siehe Abschnitt 4.1.1)	58
5.16	Studentenwohnheim: Ein angebauter Teil ist eingestürzt (AD0528)	59
5.17	Studentenwohnheim: Detail eines nicht eingestürzten Gebäudeteils (AD0526)	59
5.18	Studentenwohnheim: Versagtes Anschlussdetail (AD0530)	60
5.19	Studentenwohnheim: SLC-Deckensystem (AD0532)	60
5.20	Wohngebiet nördlich des Spitals San Salvatore	60
5.21	MFH 5: Nicht eingestürztes MFH (AD0245)	61
5.22	MFH 5: Schäden am Stahlbetonrahmenecke und an der Mauerwerksausfachung (AD0247)	61
5.23	MFH 2: Vorderansicht (XMI_2577)	61
5.24	MFH 2: Rückansicht (AD0224)	61
5.25	MFH 2: Rückansicht (KB0780)	62
5.26	Rahmenknoten auf der Rückseite (AD0220)	62
5.27	MFH 2: Rahmenknoten in Bild 1.22 vorne links (AD0217)	62
5.28	MFH 2: Rahmenknoten in Bild 1.22 vorne rechts (AD0215)	62
5.29	MFH 3: Vorderansicht (AD0237)	62
5.30	MFH 3: Rückansicht (AD0243)	62
5.31	MFH 3: Rechte Vorderseite (AD0244)	63
5.32	MFH 3: Gefalltete Garagentore und zerquetschtes Auto auf der rechten Vorderseite (KB0791)	63
5.33	MFH 3: Seitenansicht (KB0794)	63
5.34	MFH 3: Seitenansicht (KB0795)	63
5.35	Stahlbetonrahmengebäude im Stadtzentrum (AD0560)	64
5.36	Stahlbetonrahmengebäude im Stadtzentrum: Nahaufnahme der beschädigten Stützen und Knoten im 1. OG (AD0561)	64
5.37	Gemischte Tragwerksstruktur: Ansicht der Seite orthogonal zu den Rahmen (AD0248)	65
5.38	Gemischte Tragwerksstruktur: Kurze Stütze im Erdgeschoss (AD0253)	65
5.39	Gemischte Tragwerksstruktur: Kurze Stützen im Erdgeschoss (AD0261, AD0250)	65
5.40	MFH mit weichem Erdgeschoss: Ansichten (SFR_2024, XMI_2589)	66
5.41	MFH mit weichem Erdgeschoss: Nahaufnahmen der kurzen Stützen im Erdgeschoss (SFR_2026, FBR_P1000272, XMI_2594)	66
5.42	Neues Stahlbetonrahmengebäude mit unbeschädigter Tragstruktur (AD0266, AD0268)	66
5.43	Neues Stahlbetonrahmengebäude mit unbeschädigter Tragstruktur (XMI_2449, XMI_2451)	67
5.44	Älteres Stahlbetonrahmengebäude mit zweischaliger Mauerwerksausfachung (AD0063, AD0064)	67
5.45	Neu gebautes, noch unbezogenes Wohngebäude mit starken Schäden an den Mauerwerksausfachungen und der Klinkerfassade (AD0113, AD0114, AD0116, AD0152)	68

Liste der Figuren

5.46	Relativ neues Wohngebäude mit zweischaliger Mauerwerksausfachung und Dämmmaterial zwischen den zwei Schalen (AD0193, AD0195)	69
5.47	Relativ neues Wohngebäude mit zweischalige Mauerwerksausfachung (AD0203, AD0202)	69
5.48	MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Ansicht der Vorderseite (AD0398)	71
5.49	MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Ansicht der Rückseite (AD0173)	71
5.50	Skizze des Grundrisses und Querschnitte der Stahlbetonwände (i.d.R. Abmessungen in [mm])	72
5.51	MFH 1 mit Stahlbetonwänden: U-förmige Wand am Westende des Gebäudes (AD0183, KB0805, AD0183, KB0764)	73
5.52	MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Rechteckige Wand am Westende des Gebäudes (AD0185, KB0777, KB0776)	73
5.53	MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Liftschacht am Westende des Gebäudes (AD0191, KB0809, KB0807)	74
5.54	MFH 2 mit Stahlbetonwänden: Liftschacht (AD0393, AD0394, AD0395)	74
5.55	Kleine eingestürzte Brücke: Gesamtansicht (FBR_P1000164)	75
5.56	Kleine eingestürzte Brücke: Querschnitt des Brückenträgers (FBR_P1000158)	75
5.57	Kleine eingestürzte Brücke: Versagtes Stützenaufleger am Flussbett (XMI_2536)	75
5.58	Kleine eingestürzte Brücke: Versagter Brückenträger (XMI_2547)	75
5.59	Kleine eingestürzte Brücke: Versagtes Stützenaufleger (XMI_2530)	76
5.60	Kleine eingestürzte Brücke: Durchstanzen der Stützen durch die Fahrbahnplatte (FBR_P1000167)	76
5.61	Stadtbrücke: Dreifeldträger aus Stahlbeton (AD0516)	76
5.62	Stadtbrücke: Auf Fahrbahnniveau (AD0493)	76
5.63	Stadtbrücke: Auflager des eingehängten mittleren einfachen Balkens (AD0519)	77
5.64	Stadtbrücke: Fahrbahnplatte oberhalb des Auflager des eingehängten mittleren einfachen Balkens (AD0520)	77
5.65	Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Ansicht (AD0161)	77
5.66	Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Auflager der als einfach Balken ausgeführten Brückenträger (AD0165)	77
5.67	Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Nahaufnahme des Kipplagers (AD0163)	77
5.68	Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Nahaufnahme des Gleitlagers (AD0164)	77
5.69	Viadotto San Sisto: Ansicht (AD0348)	78
5.70	Viadotto San Sisto: Unter der Brücke (KB0846)	78
5.71	Viadotto San Sisto: Stützenkopf (AD0291)	78
5.72	Viadotto San Sisto: Kipp- und Gleitlager (AD0285)	78
5.73	Viadotto San Sisto: Gleitlager (AD0294)	79
5.74	Viadotto San Sisto: Versagtes Gleitlager (KB_P343)	79
5.75	Viadotto San Sisto: Zapfen, neu und versagter alter, der das Verschieben des Kipplagers in Brückenquerrichtung verhindern soll (KB_P346)	79
5.76	Viadotto San Sisto: Versagte Schubnocke (KB_P342)	79
5.77	Viadotto San Sisto: Unterhaltsfahrzeuge (AD0306)	80

5.78	Viadotto San Sisto: Vorrichtung zum Austauschen der Lager (AD0303)	80
5.79	Viadotto San Sisto: Neue, temporäre Neoprenlager (AD0292)	80
5.80	Viadotto San Sisto: Nahaufnahme eines neuen Neoprenlagers (XMI_2627)	80
5.81	Fabrikhallen aus vorfabrizierten Stahlbetonteilen im Rohbau (FBR_P1000060, FBR_P1000296)	81
5.82	Lagerhalle aus vorfabrizierten Stahlbetonteilen mit teilweise heruntergefallenen Fassadenelementen (AD0080, AD0075).	81
5.83	Fabrikhalle aus vorgefertigten Stahlbetonteilen, bei der an der an einer Stirnseite die Fassadenelemente heruntergefallen sind (AD0101, AD0103)	82
6.1	Schadenstyp K1: Auskippen der gesamten Fassade	85
6.2	Schadenstyp K2: Versagensmechanismen im oberen Bereich der Fassade	85
6.3	Schadenstyp K3: Versagensmechanismen innerhalb der Fassadenfläche	86
6.4	Schadenstyp K4: Schäden an der Halle oder des Querschiffs senkrecht zur Haupttrichtung	86
6.5	Schadenstyp K5: Schäden in Längsrichtung im Mittelschiff	86
6.6	Schadenstyp K6: Gewölbeschäden im Mittelschiff	86
6.7	Schadenstyp K7: Gewölbeschäden in den Seitenschiffen und im Querschiff	86
6.8	Schadenstyp K8: Schäden an Triumphbögen	86
6.9	Schadenstyp K9: Schäden an der Domkuppel	86
6.10	Schadenstyp K10: Auskippen von Seitenwänden	86
6.11	Schadenstyp K11: Auskippen der Apsis	86
6.12	Schadenstyp K12: Gewölbeschäden im Presbyterium oder in der Apsis	86
6.13	Schadenstyp K13: Schubversagen von Wänden	87
6.14	Schadenstyp K14: "Hämmern" des Dachs gegen obere Wandbereiche.	87
6.15	Schadenstyp K15: Interaktionen entlang oder nahe vertikalen Unregelmässigkeiten in der Ebene	87
6.16	Schadenstyp K16: Schäden am Glockenturm	87
6.17	Schadenstyp K17: Schäden am Belfried	87
6.18	Schadenstyp K18: Schäden an auskragenden, vorspringenden Elementen (Turmspitzen, Zinnen, Statuen)	87
6.19	Schadenstyp P1: Auskippen von Wänden oder Wandteilen	87
6.20	Schadenstyp P2: Vertikale Instabilität der Wände	87
6.21	Schadenstyp P3: Biegeversagen der Wände	88
6.22	Schadenstyp P4: Auskippen von Wanddeckbereichen.	88
6.23	Schadenstyp P5: Schubversagen der Aussenwände – Vertikale Elemente	88
6.24	Schadenstyp P6: Schubversagen der Aussenwände – Horizontale Elemente	88
6.25	Schadenstyp P7: Schubversagen der Innenwände	88
6.26	Schadenstyp P8: Gleiten des Dachgeschosses	88
6.27	Schadenstyp P9: Gewölbeschäden – Bogengang.	88
6.28	Schadenstyp P10: Aufreissen der Balkenlagerung und/oder "Hämmern" der Dekken gegen Wände	88
6.29	Schadenstyp P11: Lokaleinsturz der Gewölbestruktur	88
6.30	Schadenstyp P12: Gewölbeschäden durch Verdrehung des Kämpfers	88
6.31	Schadenstyp P13: Gewölbeschäden durch Verformungen in der Ebene	89
6.32	Schadenstyp P14: Schäden an Treppenläufen	89
6.33	Schadenstyp P15: Schäden an Dachelementen	89

Liste der Figuren

6.34	Schadenstyp P16: Schäden an der Dachhaut	89
6.35	Schadenstyp P17: Auskippen der horizontalen elementen im Dachgeschoss und Giebelbereich	89
6.36	Schadenstyp P18: Schäden an vorspringenden/auskragenden Elementen	89
6.37	Schadenstyp P19: Lokaleinstürze durch bauliche oder werkstoffliche Unregelmässigkeiten	89
6.38	Schadenstyp P20: Schäden infolge Unregelmässigkeiten in der Gebäudeform	89
6.39	Schadenstyp P21: Schäden infolge Anbauten	89
6.40	Schadenstyp P22: Schäden infolge Fundamentabsenkungen.	89
6.41	Keine sichtbaren Schäden nach dem Erdbeben (AD0450)	90
6.42	Leichte Schäden an herausragenden Wandelementen auf dem Dach gem. Mechanismus K18 (AD0454)	90
6.43	Detailansichten der Schäden an der Kirche nach dem Erdbeben: Auskippen eines Fassadenteils gem. Mechanismus K3 im Bereich einer (nachträglich verschlossenen) Öffnung, lokaler Querschnittsaufbruch im Bogenmauerwerk erkennbar (AD0456, AD0457, AD0458, AD0459)	90
6.44	Ansicht der Kirche vor dem Erdbeben (Quelle: www.viaggioinabruzzo.it)	91
6.45	Ansicht an die Kirche mit Schäden nach dem Erdbeben. Auskippen des Giebelbereichs der (vorgemauerten) Fassade gem. Mechanismus K2 (AD0462).	91
6.46	Ansicht an die Kirche mit Schäden nach dem Erdbeben. Herausbrechen grosser Teile der oberen Fassadenfläche gemäss Mechanismus K2 (AD0554)	91
6.47	Keine sichtbaren Schäden an der Hauptfassade des Duomo (AD0572)	92
6.48	Teilweiser Einsturz des Dachs des Querschiffs infolge Mechanismen K4, K10 oder K13 (AIR0001)	92
6.49	Ansichten an die Kirche vor dem Erdbeben (http://www.flickr.com , SV0016)	92
6.50	Einsturz grosser Teile des mittleren Dachs gem. Mechanismus K4 und der Kuppel gem. Mechanismus K9 (AD0409, AD0411).	93
6.51	Sichtbarer neuer Dachaufbau und darunter liegendes altes Dachgewölbe (AD0410, AD0416)	93
6.52	Teileinsturz der Kuppel gem. Mechanismus K9 (AD0412).	93
6.53	Risse in der Seitenwand gem. Mechanismus K10 (AD0427)	93
6.54	Ansicht an die eingerüstete Hauptfassade mit lokalen Schäden (AD0422).	94
6.55	Herausbrechen des oberen Teils der Giebelwand gem. Mechanismus K2 (AD0424).	94
6.56	Lokale Schäden an der Bogenstruktur der Öffnung mit Rissen in der Fassadenfläche gem. Mechanismus K3 (AD0426)	94
6.57	Kopfanker in Wandebereich und später eingebauter Zuganker (AD0430)	94
6.58	Herausbrechen eines Teils der oberen Seitenwand gem. Mechanismus K10 (AD0433).	94
6.59	Ansichten an die Kirche vor (http://www.wikipedia.org) und nach dem Erdbeben (AD0934).	95
6.60	Ansicht an die Hauptfassade mit der im Hintergrund gem. Mechanismus K11 und/oder K12 eingestürzten Apsis (AD0566, AD0568)	95
6.61	Apsis eingestürztmit gem. Mechanismus K11 und/oder K12: Sicht auf die Gewölbestruktur und die Bruchsteinmauerwände (AD0569, AD0571)	95

6.62	Ansicht an die mit grossen Rissen durchzogene Hauptfassadenwand gem. Mechanismus K3 (AD0924)	96
6.63	Lokale Ausbrüche an den Öffnungen innerhalb der Fassadenfläche gem. Mechanismus K3 (AD0925)	96
6.64	Auskippen der Seitenwand gem. Mechanismus K10 (AD0930)	96
6.65	Grundriss, Längs- und Querschnitt der Kirche (AD0931).	96
6.66	Ansicht an die Kirche vor dem Erdbeben (http://images.google.ch)	97
6.67	Totaleinsturz der Kuppel auf benachbartes Gebäude gem. Mechanismus K9 (AD0565).	97
6.68	Grosse Risse in Aussenwänden unterhalb der Kuppel gem. Mechanismus K13 (AD0562).	97
6.69	Schäden an triumphbogen-ähnlichem Gebäudeteil gem. Mechanismus K8 (AD0927).	97
6.70	Sichtbares Ablösen der Hauptfassade und starke Risse innerhalb der Fassadenfläche gem. Mechanismen K1 und K3 (AD0479, AD0480)	98
6.71	Ansicht auf die zweite Kirche und das benachbarte Kloster mit Schäden am Glockenturm gem. Mechanismus K16 (AD0484, AD0483)	98
6.72	Auskippen der Giebelwand der Kirche gem. Mechanismus K2 (AD0876, AD0877)	98
6.73	Ansichten an die Kirche vor dem Erdbeben (http://www.inabruzzo.it)	99
6.74	Einsturz der Apsis gem. Mechanismen K11 und K12 (FBR_P1000191)	99
6.75	Gross Risse in der Aussenwand gem. Mechanismus K13 (FBR_P1000197)	99
6.76	Herausfallen des Giebels und Ablösen der Wand gem. Mechanismen K1 und K2 (FBR_P1000199, FBR_P1000201)	100
6.77	Ansichten an die antike Kathedrale vor dem Erdbeben (http://www.inabruzzo.it)	100
6.78	Einsturz des Turmaufbaus der alten Kathedrale gem. Mechanismus K16 und heraus gefallene Steine in der Fassadenwand gem. Mechanismus K3 (SFR_1924)	100
6.79	Kirche entlang der Strasse SR5bis nach L'Aquila: Ablösen der Fassadenwand und Teileinsturz des Daches gem. Mechanismen K1 und K3 (http://www.inabruzzo.it)	101
6.80	Chiesa Santa Maria degli Angeli: Grosse Risse und Ablösen der Fassadenwand, Teileinsturz des Daches gem. Mechanismen K1 und K3 (http://www.inabruzzo.it)	101
6.81	Herausfallen der Giebelwand der Chiesa gem. Mechanismus K2 und beginnendes Ablösen der Fassadenwand gem. Mechanismus K1. Leichte Schäden am Dachaufbau gem. Mechanismus K18 (XMI_2467_1, FBR_P1000082, FBR_P1000078, FBR_P1000076)	101
6.82	Pfarrhaus und Turmaufbau ohne sichtbare Schäden (FBR_P1000313 & SFR_2041).	102
6.83	Weitere Kirche in Monticchio ohne sichtbare Schäden am Kirchbau oder Turm; An den Pfeilern des Turmes sind Sicherungsmassnahmen in Form von Stahlbändern, an der Seitenwand der Kopf eines Ankers zu erkennen (FBR_P1000308, FBR_P1000309, FBR_P1000318, FBR_P1000319)	102
6.84	Herausfallen der Giebelwand der Fassade; Sichtbare horizontale Verschiebung der mittleren Steinlagen der Seitenwand gem. Mechanismen K2 und K13 (AD0028, XMI_2429).	103

Liste der Figuren

6.85	Grosse Risse an den Wänden im Innern mit abgeplatzten Stuckaturen gem. Mechanismen K2 und K13 (http://www.vigilfuoco.it)	103
6.86	Ansicht an die Chiesa della Concezione vor dem Erdbeben (http://it.wikipedia.org)	104
6.87	Chiesa della Concezione: Auskippen der gesamten Fassade gem. Mechanismus K1 (XMI_2605)	104
6.88	In der oberen Seitenwand der Kirche sind Teile herausgefallen gem. Mechanismus K13 (XMI_2608). Am Pfarrhaus aussen sichtbare Befestigungen von Ankerköpfen; Eckpfeilern des Pfarrhauses als Sicherungsmassnahmen mit Stahlelementen zusammengebunden (FBR_P1000280, FBR_P1000287, FBR_P1000286)	104
6.89	Ansichten an die Chiesa di Sant'Eusanio vor dem Erdbeben (http://www.viaggioinabruzzo.it)	105
6.90	Auskippen der Giebelwand und Herausfallen der Rosette in der Fassade, sichtbare grosse Risse in Fassadenfläche und Schäden am Glockenturm gem. Mechanismen K2, K3 und K18 (XMI_2557_1)	105
6.91	Ansichten an die Chiesa della Madonna della Pietà vor dem Erdbeben (http://www.inabruzzo.it)	105
6.92	Herausbrechen eines Teils der Fassadenwand an einer Fensteröffnung gem. Mechanismus K3 (XMI_2555_1)	105
6.93	Sichtbare Abplatzungen im Bereich der Kopplungsriegel auf Deckenhöhe (Kopfanker) in Aussenwand gem. Mechanismus P10 (AD0444)	106
6.94	keine sichtbaren Schäden im oberen Bereich des Glockenturms (AD0445)	106
6.95	Abplatzungen an der Gebäudefuge zum Turm infolge "pounding" (AD0446)	106
6.96	Sichtbare Risse am Turmfuss möglicherweise infolge des Bebens gem. Mechanismus K16 (AD0447)	106
6.97	Versagen im oberen Bereich der Fassadenaussenwand gem. Mechanismus P3 (AD0443)	107
6.98	Schäden am Dach, die aufgrund der Abdeckung nicht definierbar sind (AD0448)	107
6.99	Ansicht an den Palazzo vor dem Erdbeben (http://www.inmontagnaonline.com)	107
6.100	Herunterfallen der Fensterverkleidungen und der Balkonbrüstung gem. Mechanismus P18 (AD0414)	107
6.101	Lokaler Schaden am Fenster im Erdgeschoss (AD0436)	108
6.102	Heruntergefallenes Fenstergitter nach Versagen des Fusses der Fassadenvormauerung gem. Mechanismus P6 (AD0437)	108
6.103	Palast 1: Heruntergefallene schwere Balkonbrüstung gem. Mechanismus P18 (AD0451)	108
6.104	Palast 2: Bedeutende Schäden an den Aussenwänden aus Bruchsteinmauerwerk gem. Mechanismen P5 und P6 (AD0455)	108
6.105	Palast 2: Bedeutende Schäden an den Aussenwänden aus Bruchsteinmauerwerk gem. Mechanismen P5 und P6 (AD0464, AD0453)	109
6.106	Ansicht an den Palazzo ohne sichtbare grössere Schäden (AD0478)	109
6.107	Schwere sichtbare Schäden an der Fassadenwand gem. Mechanismus P17 (AD0460, AD0461) und Schäden am Gebäude durch Einsturz des Nachbargebäudes (AD0467)	110

7.1	Einsacken des Daches des Bahnhofsgebäudes von Bazzano (SFR_1921) und eines Wohnhauses in der Via Pile vom Bahnhof L'Aquila (AD0065)	114
7.2	Heruntergefallene Dachziegel an einem Wohngebäude in Paganica (SFR_2036)	114
7.3	Eingestürzter Schornstein eines Wohnhauses in der Via Vasca Penta im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000126).	115
7.4	Teilweise eingestürzter Schornstein eines Mehrfamilienhauses im nördlichen Stadtgebiet von L'Aquila beim Viadotto San Sisto (FBR_P1000233)	115
7.5	Schornstein mit abgeplatzt Putz an einem Wohnhaus in der Strada Vicinale dei Cappuccini im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000131).	115
7.6	Grosse sichtbare Risse am Kamin der Scuola Secondaria "Dante Alighieri" in der Via Acquasanta im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (XMI_2504_1)	115
7.7	Schornsteine einer Wohnsiedlung identischer Reihenhäuser mit mehr oder weniger grosser Beschädigung an der Strada Vicinale dei Cappuccini im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000133 & FBR1000134)	115
7.8	Mehrere Stehtanks auf einem Chemiefabrikgelände im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila, die teilweise stark beschädigt oder eingestürzt sind (FBR_P1000087, FBR_P1000290, XMI_2469_1 und XMI_2609).	116
7.9	Teilweise eingestürzte alte Stadtmauer in der Nähe des Bahnhofs von L'Aquila (AD0070)	116
7.10	Umgestürzte moderne Mauer im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_P1000067)	116
7.11	Umgekippte moderne freistehende Mauer auf einem Hausdach im Stadtgebiet von L'Aquila westlich des Bahnhofs (AD0091).	117
7.12	Stark beschädigte und teilweise eingestürzte alte Mauer in der Via Antonelli im historischen Zentrum von L'Aquila (AD0470).	117
7.13	Herausgefallene oberste Balkonbrüstung an einem Wohngebäude im Stadtgebiet von L'Aquila nördlich vom Krankenhaus San Salvatore (AD0243).	117
7.14	Eingestürztes Dach über der Terrasse eines Wohnhauses im Stadtgebiet von L'Aquila nahe dem Viadotto San Sisto (KB0843).	117
7.15	Ablösen und Herunterfallen der Fassadenverkleidung an einem Bürogebäude im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_P1000056 & FBR_P1000054)	118
7.16	Grosse sichtbare Risse oder Herausfallen der Klinkerfassade an Wohngebäuden im Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000106 & XMI_2573_1)	118
7.17	Typische kreuzförmige Rissentwicklung bei Erdbebenbeanspruchung in Klinkerfassade in einer Gebäudeaussenwand des Ospedale San Salvatore in Coppito (FBR_P1000145)	119
7.18	Typische kreuzförmige Rissentwicklung bei Erdbebenbeanspruchung in Klinkerfassade eine Mehrfamilienhauses im nördlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000276)	119
7.19	Abgefallenes Fassadenelement eines Industriegebäudes im Stadtgebiet von L'Aquila nahe des Bahnhofs (AD0075).	119
7.20	Herausfallen eines Grossteils der Fassade und Schäden am Dachaufbau eines Industriegebäudes im Stadtgebiet von L'Aquila nahe des Bahnhofs (AD0102)	119

Liste der Figuren

7.21	Herausgefallene (KB0716) und leicht beschädigte (KB0717) Glasfassade bei einer Obst- und Gemüsemarkthalle in der Via Pile, westlich vom Bahnhof L'Aquila.	120
7.22	Teilweises Abreißen der abgehängten Deckenkonstruktion in einem Supermarkt im Industriegebiet Bazzano östlich von L'Aquila (XMI_2462_1)	120
7.23	Schäden an den Ausseninstallationen eines Industriegebäudes in Bazzano östlich von L'Aquila (XMI_2616)	120
7.24	Unterwerk im nordwestlichen Stadtgebiet von L'Aquila (AD0118)	120
7.25	Unterwerk im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_1000064)	120
7.26	Unterwerk im nordöstlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_10000218)	121
7.27	Leitungen mit Befestigung am Gebäude und Durchdringung der Gebäudehülle im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_1000091)	121

Liste der Tabellen

1.1	Zeitlicher Ablauf der Erkundungsmission und Tätigkeiten des Erkundungsteams.	3
1.2	Präfixe zur Identifizierung der Autoren der Fotos.	5
2.1	Zusammenfassung der gemessenen Bodenbewegungsdaten während des Hauptstosses des Erdbebens	10
2.2	Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der maximalen Bodenbeschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Bemessungsbodenbeschleunigung $a_{gd}S$ nach Norm (Bodenfaktor $S=1.00$ für BGK A, $S=1.20$ für BGK B und $S=1.15$ für BGK C)	20
2.3	Messstation AQG. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	21
2.4	Messstation AQA. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	22
2.5	Messstation AQV. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	23
2.6	Messstation AQK. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	24
2.7	Messstation GSA. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	25
2.8	Messstation CLN. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	26
2.9	Messstation AVZ. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	27
2.10	Messstation MTR. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektren	28
6.1	Resultate der Inspizierung von Kulturdenkmäler in der Region L'Aquila (http://www.protezionecivile.it , Stand 15. Juni 2009)	84

Liste der Tabellen

1 Einführung

Alessandro Dazio

1.1 Allgemeines

Am Montag 6. April 2009, um 03:32:39 Uhr Ortszeit (01:32:39 UTC) wurden die Abruzzen durch ein Erdbeben der Magnitude $M_w = 6.3$ (Momenten Magnitude, Lokalmagnitude $M_L = 5.8$) erschüttert. Das Hypozentrum lag etwa 5 Kilometer südwestlich (42.334N, 13.334E) der 70'000-Einwohner-Stadt L'Aquila (Bild 1.1) in einer Tiefe von lediglich 8.8 Kilometern¹⁾.

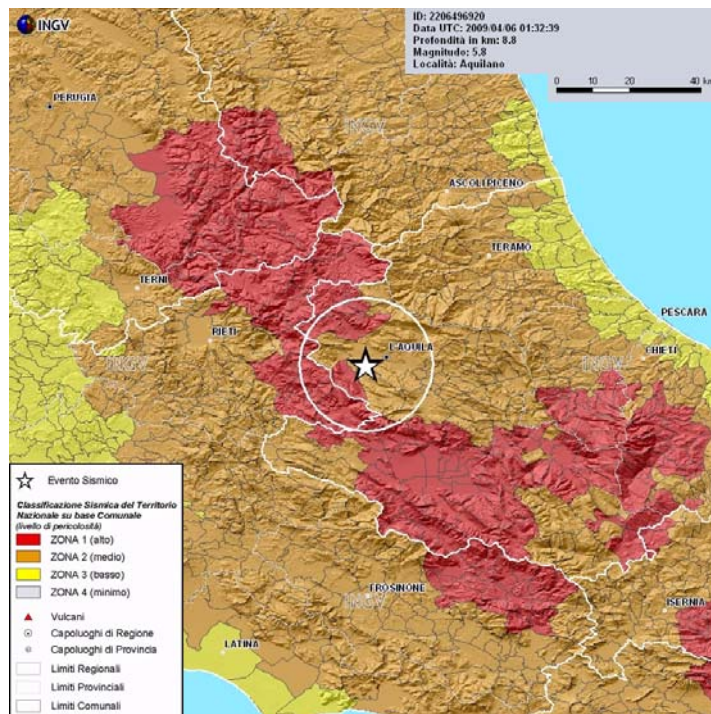


Bild 1.1: Epizentrum des Erdbebens eingetragen in der Gefährdungskarte von Italien. "Zona 1" weist die höchste Gefährdung aus und die Bemessungsbodenbeschleunigung beträgt 0.35g (2: 0.25g, 3: 0.15g, 4: 0.05g) [ING09a]

Infolge der Nähe zu einem relativ dicht besiedelten Gebiet, der geringen Tiefe, den starken Standorteffekten und der zum Teil älteren Bausubstanz hatte das Erdbeben verheerende Konsequenzen. 308 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 (temporär oder permanent) 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.

¹⁾ Am 6. Juli 2009 ist gemäss INGV die genaueste Lage des Hypozentrums: 42.3476N, 13.3800E, 9.46 km tief.

Einführung

Unmittelbar nach dem Erdbeben hat die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) entschieden eine Erkundungsmission nach L'Aquila zu schicken. Mitglieder des Erkundungsteams waren:

- Prof. Dr. **Alessandro Dazio** (Leitung), Dipl. Bau-Ing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, CH-8093 Zürich.
- Dr. **Katrin Beyer**, Dipl. Bau-Ing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, CH-8093 Zürich.
- **Friederike Braune**, Dipl. Bauing. TH/SIA, Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge, Bundesamt für Umwelt (BAFU), CH-3003 Bern
- Dr. **Stefan Fritsche**, Lic. Phil., Schweizerischer Erdbebendienst (SED), ETH Zürich, CH-8092 Zürich.
- **Xavier Mittaz**, Dipl. Bau-Ing. ETH, sd ingénierie Dénériaz et Pralong Sion SA, CH-1950 Sion

Die Beobachtungen des Erkundungsteams sind in diesem Bericht zusammengefasst.

1.2 Begründung und Zielsetzung der Erkundungsmission

Ein Erdbeben der Magnitude $M_w = 6.3$ ist auch in der Schweiz jederzeit möglich und die Bausubstanz, die in L'Aquila anzutreffen ist hat gewisse Ähnlichkeiten mit der Bausubstanz, die an mehreren Orten in der Schweiz vorkommt. Aus diesem Grund geben vermutlich die Schäden in L'Aquila zum Teil eine gute Abbildung der Schäden, die auch in der Schweiz infolge eines ähnlichen Ereignisses auftreten könnten.

Das Erdbeben hat ein relativ dicht besiedeltes Gebiet getroffen, was zu bedeutenden und komplexen logistischen Herausforderungen im Bereich des "Disaster Management" geführt hat. Die Untersuchung der Abläufe und der Prozesse beim dortigen "Disaster Management" kann wichtige Inputs für die Überprüfung der "Disaster Management" Strategie in der Schweiz geben.

Hauptziele der Erkundungsmission waren:

- Beurteilung der lokalen seismischen Gefährdung unter Berücksichtigung von allfälligen Standorteffekten;
- Beurteilung der Verletzbarkeit der Bausubstanz durch Untersuchung der beobachteten Versagensmechanismen und unter Berücksichtigung von allfälligen Baumängeln;
- Sensibilisierung von Behörden, Bauherren, Ingenieuren und Architekten, sowie der Gesellschaft bezüglich der seismischen Gefährdung und der Verletzbarkeit der bebauten Umwelt;
- Aus- und Weiterbildung von Erdbebenexperten.

1.3 Ablauf und Übersicht der Erkundungsmission

Der zeitliche Ablauf der Erkundungsmission und die Tätigkeiten des Erkundungsteams sind Tabelle 1.1 zu entnehmen.

In Anbetracht der relativen kurzen Dauer der Mission, hat sich die Erkundung auf die Stadt L'Aquila und deren unmittelbaren Umgebung konzentriert. Bild 1.2 zeigt eine Karte des Epizentralgebiets mit

Datum	Tätigkeiten
Mi., 15. April 2009	<ul style="list-style-type: none"> - Flug nach Rom mit Ankunft um 08:55. - Bezug von 2 Mietwagen und 1.5-stündige Verschiebung nach L'Aquila. - Abgabe der eigenen Akkreditierung beim Kommandostand (COM) der Protezione Civile in Coppito. - Begleitung eines lokalen Ingenieurteams (Vermittlung durch COM) während einer Gebäudeüberprüfung in Onna und Besichtigung des Dorfes. - Rückfahrt nach Avazzano, wo das Erkundungsteam während der ganzen Mission übernachtet hat. Avezzano liegt 35 km und 30 Fahrminuten südöstlich von L'Aquila. Wurde vom Erdbeben nur marginal betroffen.
Do., 16. April 2009 und Fr., 17. April 2009	<ul style="list-style-type: none"> - Fahrt ins Epizentralgebiet. - Besuch des COM in Coppito, um die neuesten Informationen zu erfahren. - Selbständige Erkundung des Epizentralgebiets. Das Erkundungsteam wurde in 2 Trupps unterteilt, die unterschiedliche Standorte inspiziert haben. - Rückfahrt nach Avazzano.
Sa., 18. April 2009	<ul style="list-style-type: none"> - Fahrt ins Epizentralgebiet. - Besuch des COM in Coppito, um die neuesten Informationen zu erfahren. - Selbständige Erkundung des Epizentralgebiets (Trupp 1). - Begleitete Erkundung des abgesperrten Stadtzentrums von L'Aquila (Trupp 2) - Rückfahrt nach Rom, Abgabe der Mietwagen und Rückflug nach Zürich um 19:50.

Tabelle 1.1: Zeitlicher Ablauf der Erkundungsmission und Tätigkeiten des Erkundungsteams

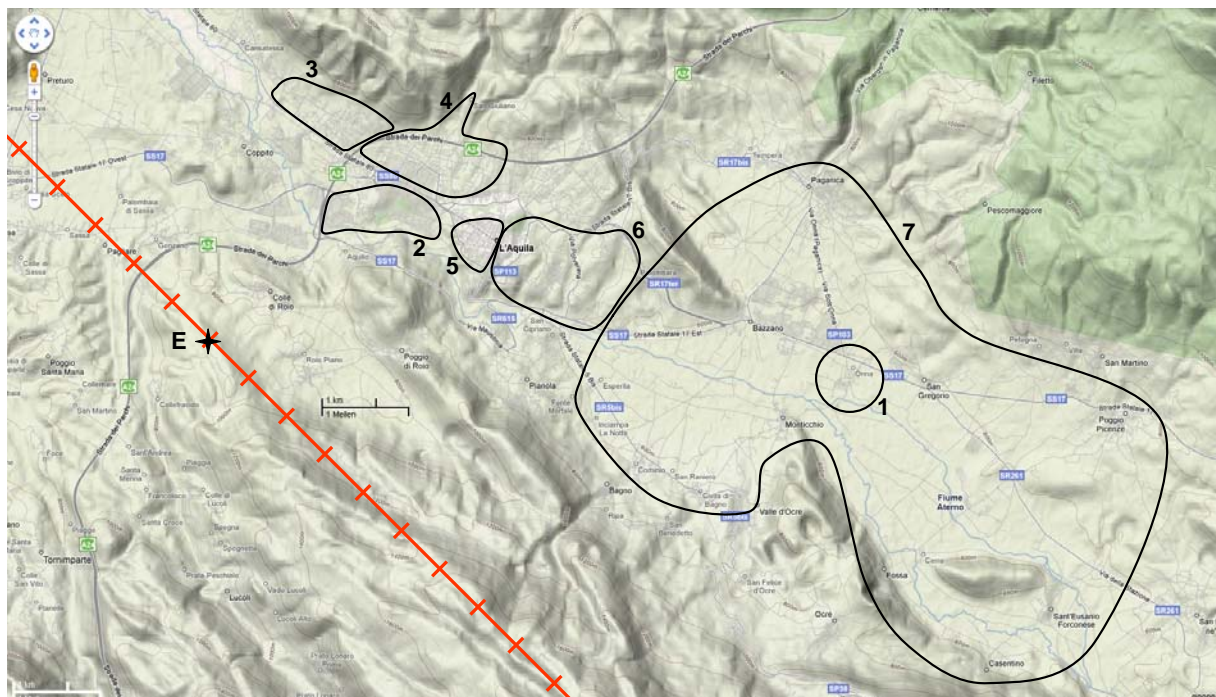


Bild 1.2: Epizentrum des Erdbebens und indikative Ausdehnung der erkundeten Gebiete. Die schräge Gerade zeigt den approximativen Verlauf der Bruchfläche und die Marken in Querrichtung sind in einem regelmässigen Abstand von 1 km angebracht

Einführung

Angabe des Epizentrums, des geschätzten Verlaufs des Streichens der Bruchfläche (NW-SO) und der 7 Gebiete, die hauptsächlich erkundet wurden. Die 7 Gebiete wurden gewählt, weil sie sehr nahe an der Bruchfläche liegen und weil von dort die meisten Schäden (aber nicht ausschliesslich) berichtet wurden. Die 7 Gebiete sind:

- 1) Onna
- 2) Gebiet westlich des Bahnhofs
- 3) Wohngebiet nördlich des Spitals San Salvatore
- 4) Gebiet um Viadotto San Sisto
- 5) Stadtzentrum
- 6) Gebiet östlich des Stadtzentrums
- 7) Umland von L'Aquila

Sie wurden ein- oder mehrmals durch die Trupps des Erkundungsteams besucht. Vor Ort wurde das Erkundungsteam in 2 Trupps geteilt, um eine möglichst breite Fläche abdecken zu können. Die jeweiligen Tagesziele wurden am Vorabend besprochen und die Trupps waren selbständig unterwegs mit telefonischem Kontakt. Um eine ausreichende Mobilität der Trupps zu gewährleisten, war es wichtig 2 Fahrzeuge zur Verfügung zu haben. Die 2 Trupps haben sich, wenn notwendig, auch tagsüber getroffen.

Vor Ort konnte die Erkundungsmission offizielle Unterstützungsbriefe der Schweizer Botschaft in Italien, des Bundesamts für Bevölkerungsschutz BABS, des Bundesamts für Umwelt BAFU, und der SGEB vorweisen. Alle Briefe waren auf Italienisch verfasst und haben den Kontakt mit den lokalen Behörden und mit der Bevölkerung vereinfacht.

1.4 Organisation des Berichts

Der Bericht ist in acht Kapiteln organisiert. Nach dieser Einführung werden im Kapitel 2 (*Autoren: Stefan Fritsche und Alessandro Dazio*) wichtige seismologische Aspekte des Erdbebens vom 6. April präsentiert und diskutiert. Im Kapitel 3 (*Xavier Mittaz*) wird ein Vergleich zwischen der Bausubstanz, die das Erkundungsteam in L'Aquila angetroffen hat, und typische Vertreter der Bausubstanz im Kanton Wallis gezogen. Dieser Vergleich ermöglicht einen ersten Eindruck, welche Schäden ein ähnliches Erdbeben in der Schweiz verursachen könnte. Kapitel 4 (*Katrin Beyer und Alessandro Dazio*) berichtet von Schäden, die an Mauerwerksbauten beobachtet wurden. Es wird dabei zwischen alten Gebäuden aus Bruchsteinmauerwerk, alten Gebäuden aus Vollziegeln und modernen Gebäuden unterschieden. Kapitel 5 (*Katrin Beyer und Alessandro Dazio*) präsentiert beobachtete Schäden an Stahlbetontragwerken. Typische Schäden an Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachungen, an Stahlbetontragwandgebäuden, an Brücken und an vorfabrizierten Stahlbetonhallen werden beschrieben und diskutiert. Kapitel 6 (*Friederike Braune*) behandelt Schäden an Kulturgut. Zuerst werden Standard-Versagensmechanismen von Kirchen und Palästen aus der Literatur zusammengefasst, anschliessend werden im Feld beobachtete Schäden präsentiert und diesen Standard-Versagensmechanismen zugewiesen. Es ist aus vergangenen Erdbeben bekannt, dass das Versagen von nichttragenden Elementen massgeblich zum gesamten Schadensausmass beitragen kann. Diese Tatsache wurde in L'Aquila bestätigt und Kapitel 7 (*Friederike Braune*) fasst die diesbezüglichen Eindrücke aus der Erkundungsmission zusammen. Im Kapitel 8 (*Alessandro Dazio und Katrin Beyer*) werden die wichtigsten Erkenntnisse der Erkundungsmission zusammengefasst.

Um die einzelnen Fotos, die in diesem Bericht vorkommen, den verschiedenen Autoren eindeutig zuweisen zu können, werden sie mit einer Kodierung der Form <Präfix>_<Foto Nummer> versehen. Die verschiedenen Präfixe gehen aus Tabelle 1.2 hervor.

Präfix	Autor
AD	Alessandro Dazio
AIR	Luftbild aus dem "Portale Cartografico Nazionale" (http://www.pcn.minambiente.it/PCN/)
FBR	Friederike Braune
KB	Katrin Beyer
SFR	Stefan Fritsche
SV	Google Street Viewer (http://www.google.com , Situation vor dem Erdbeben)
XMI	Xavier Mittaz

Tabelle 1.2: Präfixe zur Identifizierung der Autoren der Fotos

1.5 Verdankungen

Viele Institutionen und Personen haben der SGEB-Erkundungsmission nach L'Aquila auf verschiedenen Ebenen geholfen. Die Mitglieder des Erkundungsteams bedanken sich recht herzlich für die grosszügige Unterstützung.

- Dr. Thomas Wenk, Präsident der SGEB, hat die Organisation der Erkundungsmission koordiniert.
- Die Schweizer Botschaft in Italien hat die Erkundungsmission mit einem offiziellen Schreiben unterstützt. Der persönliche Einsatz des Botschafters Bruno Spinner, des Ministro Stefano Lazarotto, des Consigliere Economico Dominique Parravicini und von Frau Flavia Benedetti haben ermöglicht, dies innerhalb von kürzester Zeit zu erreichen.
- Das Bundesamt für Bevölkerungsschutz BABS hat die Erkundungsmission mit einem offiziellen Schreiben unterstützt. Der persönliche Einsatz des Direktors Willi Scholl, des stellvertretenden Direktors Bruno Hostettler und des Stabschefs Dr. Roland Bollin haben ermöglicht, dies innerhalb von kürzester Zeit zu erreichen.
- Das Bundesamt für Umwelt BAFU hat die Erkundungsmission mit einem offiziellen Schreiben unterstützt. Der persönliche Einsatz des Vizedirektors Andreas Götz, des Sektionschef Gefahrenprävention Hans Peter Willi und des Leiters der Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge Blaise Duvernay haben ermöglicht, dies innerhalb von kürzester Zeit zu erreichen.
- Professor Guido Magenes, Università di Pavia, ermöglichte den direkten Kontakt mit der Protezione Civile Nazionale und half bei der Identifizierung der wichtigsten Schadensstandorte.
- Dott. Tiziana Lopresti und Dott. Agostino Goretti von der Protezione Civile Nazionale haben das Erkundungsteam vor Ort fachlich und logistisch unterstützt. Mit ihrer Hilfe war es möglich, die verschiedenen Schadensgebiete zu identifizieren und zu erreichen.
- Professor Giorgio Monti, Università "La Sapienza" di Roma, hat uns erlaubt, sein Erkundungsteam zu begleiten und sonst gesperrte Gebiete zu erreichen.
- Dr. Donat Fäh, Schweizerischer Erdbebendienst (SED), hat seine Eindrücke über die gemessenen Bodenbewegungen mit dem Erkundungsteam geteilt.

Zum Schluss gehört der grösste Dank den Feuerwehrmännern aus Rom und Varese, die die Mitglieder der Erkundungsmission in die abgesperrten Gebiete von Onna und Centro Storico begleitet haben und für ihre Sicherheit gesorgt haben.

Grazie mille, siete stati fantastici!

Einführung

2 Seismologische Aspekte

Stefan Fritsche (2.1 und 2.2), Alessandro Dazio (2.3)

2.1 Die Erdbebengeschichte von Italien

Das seismische Risiko in Italien ist sehr hoch. Dieses ergibt sich aus der hohen seismischen Gefährdung, kombiniert mit einer hohen Siedlungsdichte und dem daraus resultierenden Bestand an Infrastruktur. Akzentuiert wird das Risiko durch das kulturelle Erbe: Der italienische Gebäudebestand beinhaltet einen beträchtlichen Anteil an historischen Bauten, die sich im Erdbebenfall als sehr verletzbar erweisen.

Die hohe seismische Gefährdung rührt daher, dass die italienische Halbinsel in der Kontaktzone mehrerer tektonischer Platten liegt. Gewaltige Kräfte wirken aus Süden und Osten auf die Halbinsel, denen im Norden die Europäische Platte entgegenwirkt: Im Süden subduziert die Afrikanische Platte unter Süditalien. Im Osten der Halbinsel dringt der Adriatische Sporn weit nach Norden vor. Durch diese Kräfte wurde der Apennin aufgefaltet, der Italien in Nordsüdrichtung durchzieht. Damit ist Italien einer langsamen aber stetigen Umformung unterworfen. Als Folge dieser kontinuierlichen Prozesse wird Italien von komplexen Bruchsystemen durchzogen. Entlang dieser Brüche stauen sich enorme Mengen Energie. Werden die Kräfte zu gross, entladen sie sich in Form von plötzlichen Verschiebungen. Dieses stetige Wechselspiel von Spannungsauf- und Abbau lässt die Erde in mehr oder weniger regelmässigen Abständen erzittern.

Italien blickt deshalb auf eine lange und opferreiche Geschichte von Erdbebenkatastrophen zurück (Siehe Bild 2.1). Beispiele für katastrophale Erdbeben sind die Ereignisse von 1693 (Sizilien, M 7.5, 60'000 Opfer), 1783 (Kalabrien, 7.4, 50'000), 1857 (Neapel, 6.9, 11'000), 1908 (Messina, 7.2, 70'000) und 1915 (Avezzano, 7.0, 32'610) [USG09a]. Bei einigen dieser Erdbeben sind Tsunamis mitverantwortlich für die hohen Opferzahlen (1693, 1783, 1908). Neben diesen Ereignissen mit Magnituden um 7, ereignen sich in Italien durchschnittlich alle zehn Jahre Erdbeben mit einer Stärke in der Grössenordnung von Magnitude 6. Dazu gehören – wenn nur die letzten vier Jahrzehnte betrachtet werden – die Ereignisse von 1968 (Sizilien, M 6.5, 231 Opfer), 1976 (Friaul, 6.5, 1'000), 1980 (Irpinia, 6.5, 3'000), 1997 (Assisi, 6.4, 11) und 2002 (Molise, 5.9, 29) [USG09a]. Dieser Kategorie muss neu auch das Ereignis von L'Aquila hinzugefügt werden.

2.2 Das Erdbeben von L'Aquila

Der Hauptstoss ereignete sich am frühen Morgen des 6. Aprils 2009 um 03:32 Uhr und erreichte eine lokale Magnitude (M_L) von 5.8 (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, INGV [ING09b]). Der United States Geological Survey (USGS) errechnete eine Momenten-Magnitude (M_w) von 6.3 [USG09b]. Das Erdbeben ereignete sich in sehr geringer Tiefe. Der INGV geht von einem Hypozentrum in lediglich 8.8 km Tiefe aus. Das Epizentrum befindet sich zirka 5 km südöstlich vom Stadtzentrum der Provinzhauptstadt L'Aquila. Bereits vor dem Hauptstoss wurde eine erhöhte Erdbebenaktivität registriert. Die Nachbebensequenz dauert immer noch an. Bis am 23. April wurden 23 Nachbeben mit Magnituden grösser/gleich 4 registriert. Hinzu kommen Hunderte von Nachbeben mit geringerer Magnitude.

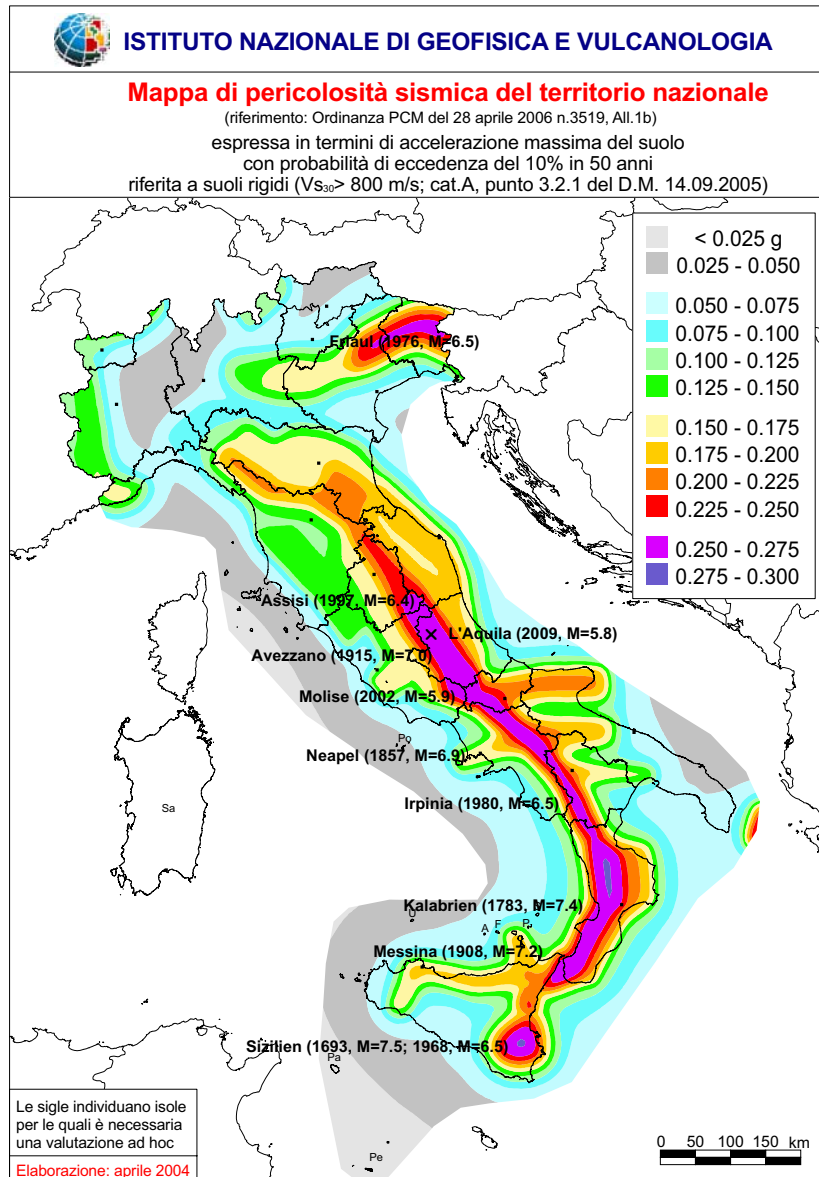


Bild 2.1: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale [ING09a]. Die Angaben zu den Erdbeben wurden durch die Autoren ergänzt.

Das Beben von L'Aquila ist die Folge einer Abschiebung entlang einer der zahlreichen Störungen, die den Apennin zur Hauptsache in NW-SO Richtung durchziehen. Die dazu erforderliche Entlastung wird der Öffnung des Tyrrhenischen Beckens im Westen Italiens zugeschrieben [USG09c]. Ein Blick auf die Karte zur seismischen Gefährdung Italiens zeigt, dass der betroffenen Region auch für italienische Verhältnisse eine hohe Wahrscheinlichkeit für schwere Erdbeben zugewiesen wird (Bild 2.1).

Beim Hauptbeben kamen nach letzten Berichten 308 Menschen ums Leben, über tausend wurden verletzt. Insgesamt wurden zirka 15'000 Gebäude zerstört oder beschädigt. Gegenwärtig leben Zehntausende von Menschen in provisorischen Zeltstädten.

Auch wenn die gemessene Stärke eines Erdbebens (Magnitude) ein zentraler Parameter ist, sind die Auswirkungen eines Erdstosses auch von anderen Faktoren abhängig. Neben der Siedlungsdichte und der Menge und Qualität der Infrastruktur, ist die Tiefe des Hypozentrums von entscheidender Bedeutung. Je tiefer sich ein Beben ereignet, desto stärker und konzentrierter trifft die abgestrahlte Energie

auf die Erdoberfläche. Mit einer Tiefe von lediglich 8.8 km gehört das Erdbeben von L'Aquila klar in die Kategorie der "flachen Beben".

Ein weiterer wichtiger Faktor ist die Beschaffenheit des lokalen Baugrundes. Während sich felsiger Untergrund positiv auf die Amplituden der Erschütterungen auswirkt, können sich (lockere) Sedimente diesbezüglich äusserst nachteilig auswirken: Die Amplituden der Erschütterungen verstärken sich in einem für Gebäude relevanten Frequenzbereich. Je nach Geometrie der betroffenen Sedimente (Talkessel, Becken, usw.) werden die Erdbebenwellen an der Grenze zum Festgestein reflektiert, was zu Resonanzphänomenen führen kann und zur zeitlichen Verlängerung der Erschütterungen. Derartige Phänomene werden unter dem Begriff "Standorteffekte" zusammengefasst. Sie werden in der Aufarbeitung der Ereignisse in der betroffenen Region um L'Aquila einen wichtigen Platz einnehmen. Grosse Gebiete der Stadt L'Aquila und der umliegenden Dörfer gründen auf Sedimenten. Ohne voreilige Schlüsse ziehen zu wollen, deuten einige Beobachtungen darauf hin, dass die Untergrundbedingungen grossen Einfluss auf das Schadensausmass und dessen räumliche Verteilung gehabt haben könnten. So liegt etwa der ausserordentlich schwer betroffene Ort Onna in der Talebene, deren Untergrund aus mächtigen Sedimenten besteht. Nur etwa zwei Kilometer entfernt von Onna, im Übergang von der Ebene zum Talflanke liegt Monticchio. Diese Dorf ist teilweise direkt auf Fels gebaut und es finden sich ganze Strassenzüge, in denen die Häuser gänzlich unbeschädigt blieben.

Es wird interessant sein, zu verfolgen, was die nun beginnenden Untersuchungen diesbezüglich für Resultate zeigen werden: Denn auch in der Schweiz ist im Falle eines starken Erdbebens mit ähnlichen Phänomenen zu rechnen. Besonders in den grossen Alpentälern, aber auch im Mittelland finden sich mächtige Sedimentschichten, die zur Amplifikation neigen. Das Ereignis von L'Aquila ist aber auch hinsichtlich anderer Grössen vergleichbar mit dem, was in der Schweiz erwartet werden muss. So sind Erdbeben mit einer Magnitude um 6 in der Schweiz zwar seltene aber durchaus vorkommende Ereignisse. Insgesamt sind 28 Ereignisse mit Magnituden grösser/gleich 5.5 bekannt [SSS02]. 13 davon hatten ein Epizentrum in der Region Wallis/Rhonetal, dem Gebiet mit der stärksten seismischen Gefährdung in der Schweiz. Während der letzten 500 Jahre wurde dieser Region durchschnittlich alle hundert Jahre eine Magnitude von 6 erreicht oder überschritten: 1524 (Ardon VS, M=6.4), 1584 (Aigle VD, M=6.4), 1685 (Oberwallis, M=6.1), 1755 (Brig/Naters VS, M=6.1), 1855 (Visp/Törbel VS, M=6.4) und 1946 (Ayent, M=6.1 & 6.0). Gerade für diese Region ist auch der Gebäudebestand insofern vergleichbar mit demjenigen der Region L'Aquila, als er einen grossen Anteil an historischen Mauerwerksbauten beinhaltet.

2.3 Bodenbewegungen

Der Hauptstoss des Erdbebens wurde von mehr als 50 Messgeräten des Starkbebennetzes des Italienischen Zivilschutzes (Rete Accelerometrica Nazionale, RAN) erfasst, und die Messdaten wurden unverzüglich im Netz zur Verfügung gestellt [DPC09]. Die getriggerten Messstationen waren zwischen 4 und 300 km vom Epizentrum entfernt und vermitteln somit ein gutes Bild, welche Bodenbewegungen entstanden sind. Um ein Gefühl zu vermitteln, wie gross die Bodenbewegungen waren, die die zum Teil verheerenden Schäden verursacht haben, werden in der Folge einige wichtige Aspekte der gemessenen Bodenbewegungen dargestellt und kommentiert.

2.3.1 Betrachtete Messstationen

Fünfzehn Messstationen, bei welchen die grösseren Werte der Bodenbewegungsgrössen gemessen wurden, sind in der Karte im Bild 2.2 dargestellt. Wichtige Eigenschaften dieser Messstationen, sowie die Maximalwerte der Bodenbewegung und der entsprechenden spektralen Antwort sind in der Tabelle 2.1 angegeben.

Seismologische Aspekte

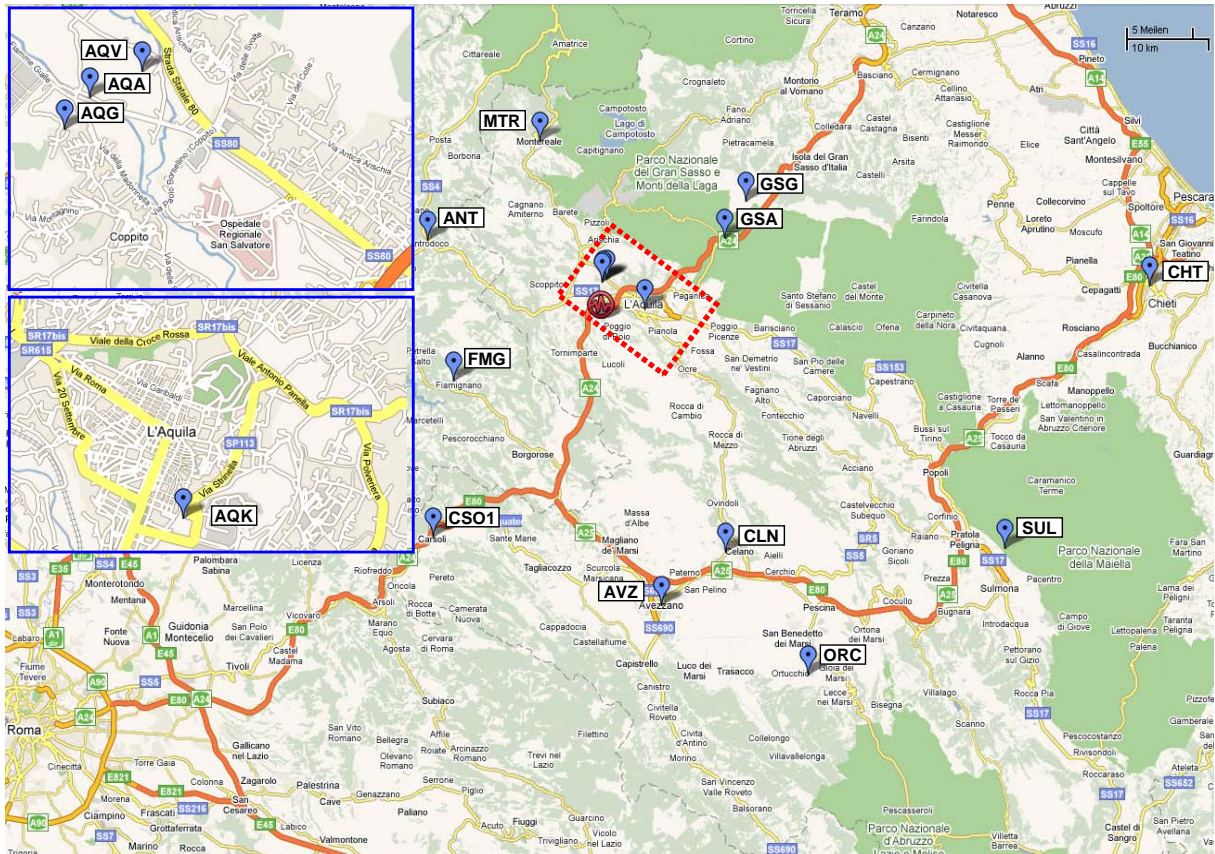


Bild 2.2: Lokalisierung der betrachteten Messstationen und ungefähre Lage der Projektion der Bruchfläche an die Erdoberfläche gemäss [Ame+09]

No.	Code	Name	Lat. N [°]	Long. E [°]	Höhe [m]	BGK [EC8]	D _E [km]	Back Azi [°]	a _{g,max} [m/s ²]	v _{g,max} [m/s]	d _{g,max} [m]	S _{pa,max} [m/s ²]	S _{pv,max} [m/s]	S _{d,max} [m]
1	AQQ	Valle Aterno - Colle Grilli	42.373474	13.337026	721	A	4.4	183	5.07	0.36	0.059	11.67	0.83	0.132
2	AQA	Valle Aterno - Fiume Aterno	42.375530	13.339298	693	B	4.6	185	4.36	0.32	0.055	16.92	1.00	0.102
3	AQV	Valle Aterno - Centro valle	42.377222	13.343888	692	B	4.9	189	6.46	0.43	0.068	17.36	0.93	0.130
4	AQK	Valle Aterno - Aquilparking	42.344967	13.400949	726	B	5.6	257	3.47	0.36	0.125	10.82	0.92	0.242
5	GSA	Gran Sasso - Assergi	42.420689	13.519362	1062	A	18.0	237	1.48	0.10	0.024	6.10	0.24	0.069
6	FMG	Fiamignano	42.268028	13.117220	1071	A	19.3	67	0.26	0.03	0.012	0.87	0.09	0.031
7	MTR	Monteale	42.524021	13.244796	975	A	22.4	160	0.62	0.04	0.008	2.01	0.12	0.029
8	GSG	Gran Sasso - INFN galleria	42.460000	13.550000	1200	A	22.6	231	0.29	0.03	0.017	0.87	0.07	0.045
9	ANT	Antrodoto	42.418110	13.078598	568	A	23.0	113	0.26	0.02	0.004	1.15	0.10	0.013
10	CLN	Celano	42.085224	13.520722	803	A	31.6	330	0.89	0.07	0.028	3.03	0.14	0.067
11	CSO1	Carsoli I	42.100903	13.088112	712	A	32.9	37	0.18	0.02	0.009	0.64	0.06	0.026
12	AVZ	Avezzano	42.027458	13.425929	746	C	34.9	347	0.68	0.11	0.039	2.49	0.41	0.095
13	ORC	Ortucchio	41.953606	13.642346	732	A	49.3	329	0.64	0.06	0.013	2.21	0.21	0.028
14	SUL	Sulmona	42.089000	13.934000	556	A	56.4	299	0.34	0.04	0.013	0.82	0.08	0.033
15	CHT	Chieti	42.369827	14.147809	109	C	67.0	266	0.29	0.08	0.036	1.05	0.29	0.113

Tabelle 2.1: Zusammenfassung der gemessenen Bodenbewegungsdaten während des Hauptstosses des Erdbebens

Die Epizentraldistanz dieser Messstationen variiert zwischen 4.4 und 67 km. Unter Berücksichtigung des in [Ame+09] geschätzten Herdmechanismus – es handelte sich um eine Abschiebung (normale Verwerfung) mit einem Streichen von 127° (d. h. NW-SO), 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 (siehe Bild 2.2).

Informationen über den genauen Standort der Messstationen können in [DPC09] und [WGI08] gefunden werden. Von den 9 Stationen, deren Messdaten in den nachfolgenden Kapiteln dargestellt werden, sind AQQ, AQA, AQV, MTR und CLN Freifeld-Standorte, während AQQ, GSA, FMG und AVZ sich innerhalb oder nahe an Gebäuden befinden. Bei den Letzteren werden in den untersuchten Dokumenten allfälligen Interaktionen mit der Struktur weder vermutet noch ausdrücklich ausgeschlossen.

Weiter befinden sich die Messstationen AQQ, AQA, AQV, AQQ, GSA und MTR bezüglich des Streichens links, während FMG, AVZ und CLN rechts davon liegen, was allfällige geometrische Effekte in der Bodenbewegung hervorrufen könnte.

Die Messstationen AQA, AQQ, AQV gehören zu dem so genannten Array “Valle dell’Aterno”, die eigentlich auch die weiteren Stationen AQF, AQM und AQP enthält, für welche aber beim Hauptstoss noch keine Messdaten veröffentlicht wurden. Dieser lineare Array verläuft in SW-NO Richtung in etwa senkrecht zum Tal des Flusses Aterno. Die Anfangs- und Endstationen AQQ und AQP stehen an den beiden Talflanken und sind auf Fels gelagert. Die weiteren Stationen stehen in der Talsohle auf alluvialen Ablagerungen bestehend aus Sande und Konglomeraten. Die Messstation AQQ steht nahe am Stadtzentrum von L’Aquila auf tiefen Seeablagerungen, bestehend aus Sanden und Konglomeraten [DiC+09].

Die entsprechenden Baugrundklassen (BGK) gemäss Eurocode 8 [CEN04] bestätigten, dass sich die meisten Messstationen entweder auf felsigem Baugrund (BGK A) oder auf sehr steifen Ablagerungen (BGK B) befinden.

2.3.2 Zeitverläufe

Die Bilder 2.3 bis 2.6 zeigen die Zeitverläufe der Bodenbewegungen gemessen an den vier Standorten AQV, AQQ, GSA und FMG. Bei der Nord-Süd (NS) Komponente sind Bewegungen nach Süden positiv während bei der West-Ost (WO) Komponente Bewegungen nach Osten positiv sind.

Bei den Standorten AQV und AQQ wurden die grösste Bodenbeschleunigung (6.5 m/s^2 , siehe Tabelle 2.1) bzw. die grösste Bodenverschiebung (0.13 m) erfasst. Es ist dabei zu bemerken, dass Beschleunigungen gemessen und daraus Geschwindigkeiten sowie Verschiebungen berechnet wurden. Die hier dargestellten Messdaten stammen alle aus der ITACA Datenbank [WGI08], wo eine Signalverarbeitung anhand eines Butterworth Bandpassfilters (0.1 – 50 Hz) stattfand. Es wurde auf eine eigene weitere Bearbeitung der Messsignale verzichtet. Es ist zu bemerken, dass in den Bildern 2.3 bis 2.6 der Nullpunkt der Zeitachse nicht der gleichen absoluten GMT Zeit entspricht. Der Nullpunkt wurde so gewählt, dass er etwa am Anfang der Starkbebenphase liegt.

Aus den Bildern 2.3 und 2.4 ist ersichtlich, dass die Starkbebenphase des Hauptstosses etwa 10 bis 15 Sekunden dauerte. Die Zeitverläufe der Geschwindigkeit und der Verschiebung zeigen ausgeprägte lang-periodische Pulse am Anfang der Bewegung; dies ist typisch für Zeitverläufe, die nahe am Epizentrum gemessen wurden (“source effects”). Die vertikale Komponente der Bodenbewegung war an beiden Standorten signifikant, mit maximalen Beschleunigungen grösser als einem halben g und Verschiebungen bis etwa 4 Zentimetern.

Seismologische Aspekte

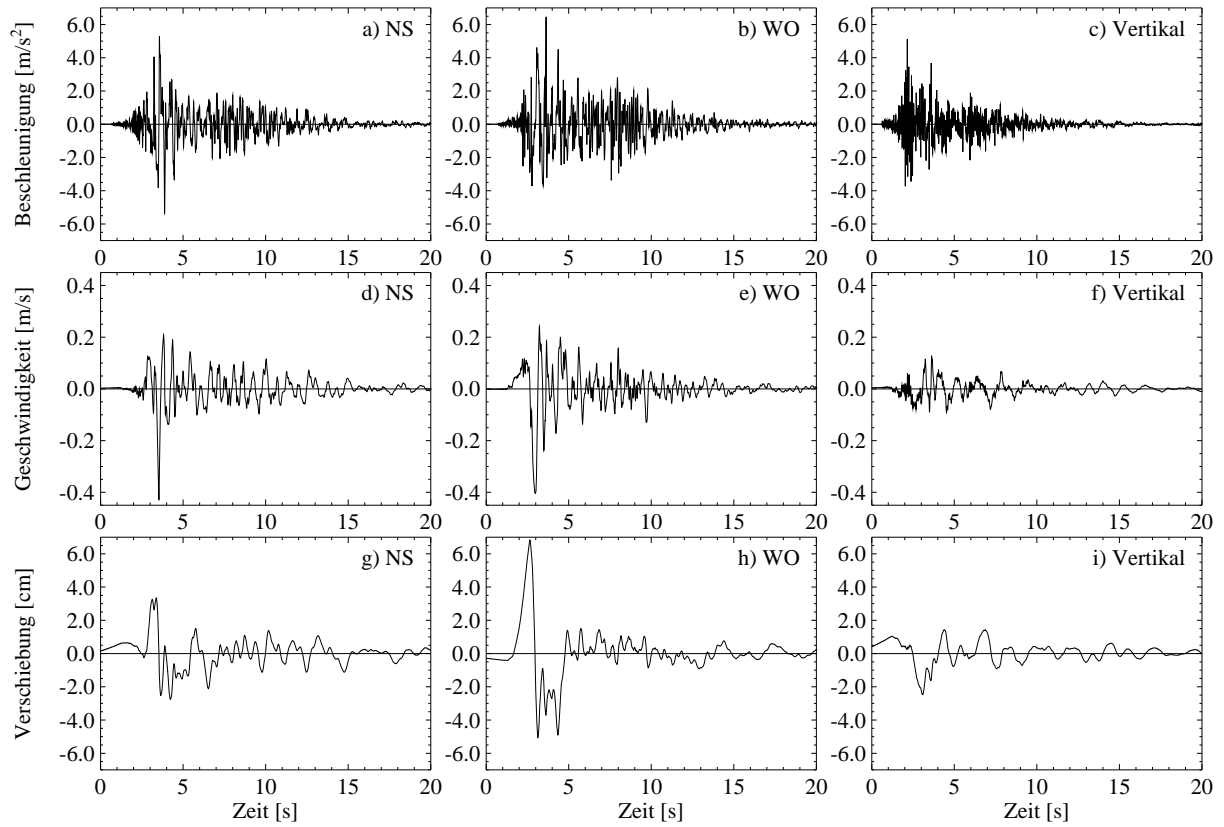


Bild 2.3: Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station AQV

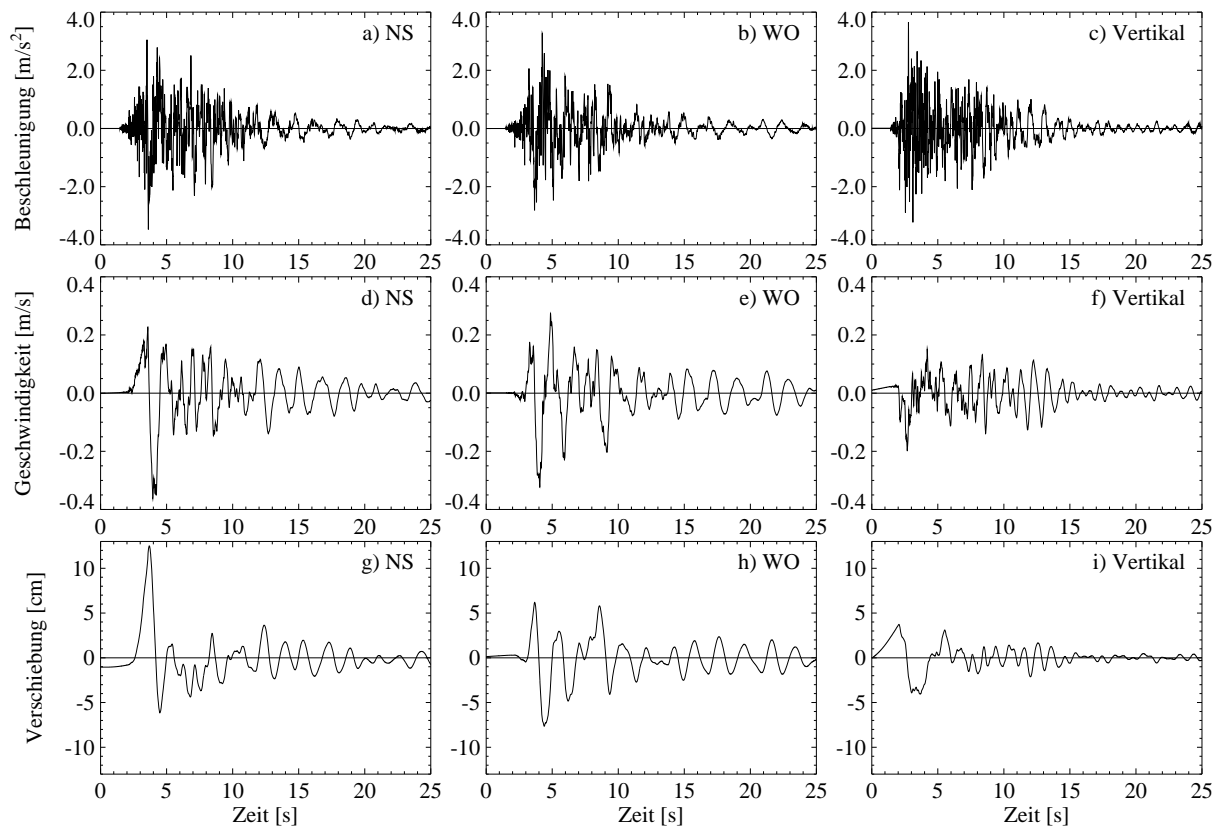


Bild 2.4: Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station AQK

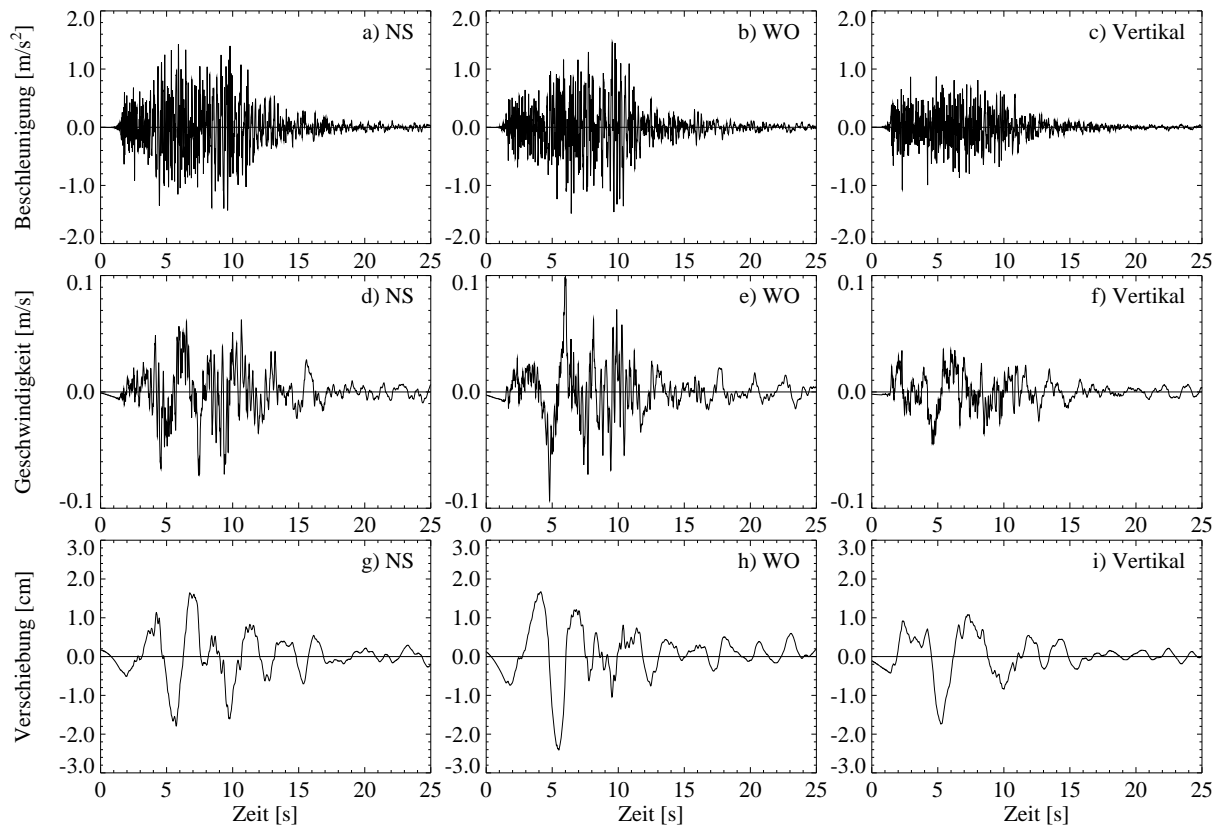


Bild 2.5: Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station GSA

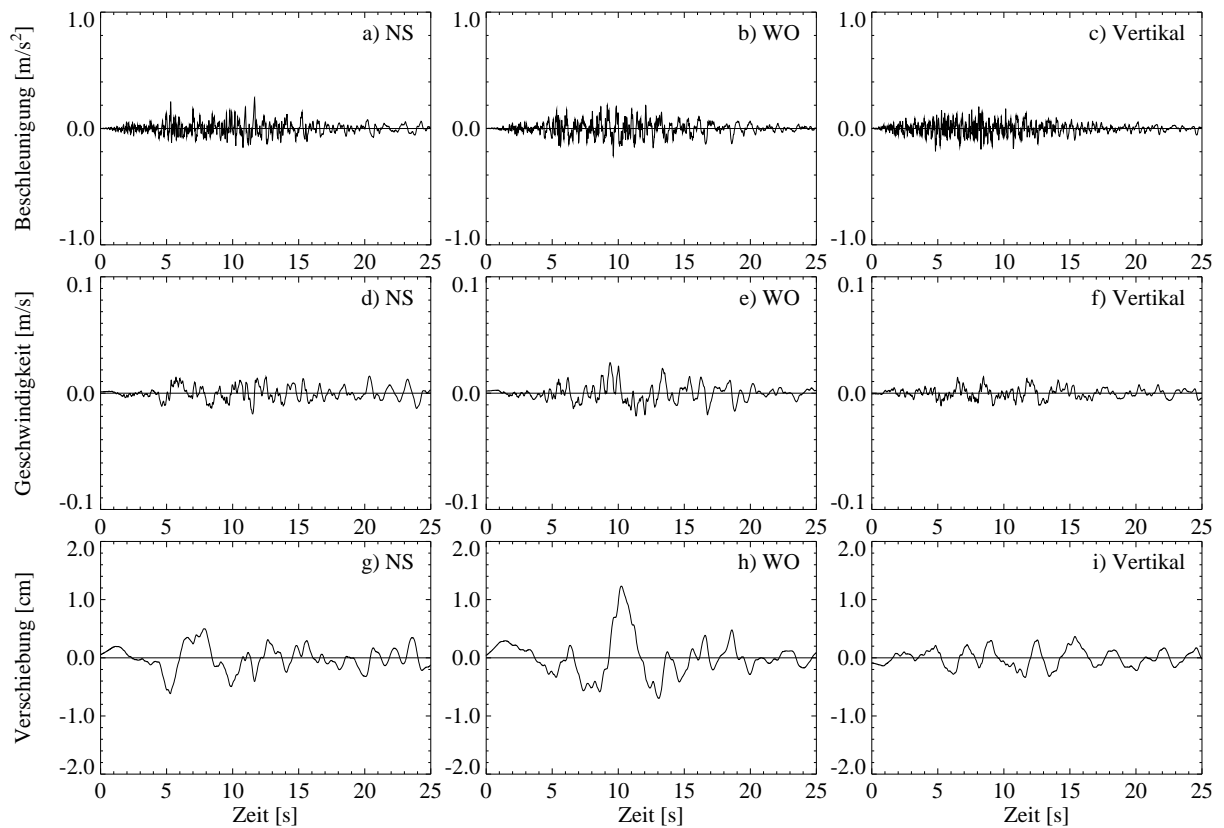


Bild 2.6: Zeitverläufe der NS, WO und vertikale Bodenbewegungen gemessen bei der Station FMG

Die Messdaten der Station GSA (Bild 2.5) und FMG (Bild 2.6) werden hier gezeigt, weil diese neben den vier Stationen von L'Aquila mit einer Distanz von 18.0 bzw. 19.3 km die nächsten am Epizentrum waren. Beide Standorte haben felsigen Untergrund und liegen auf einer Geraden, die in etwa senkrecht zum Streichen ist. Wie schon im Abschnitt 2.3.1 erwähnt, befinden sich aber die zwei Stationen auf unterschiedlichen Seiten des Streichens. Wie erwartet, ist die Amplitude der Bodenbewegung an beiden Standorten viel kleiner als bei den vier Stationen von L'Aquila ("attenuation"), wobei die Bewegungen bei FMG noch wesentlich kleiner als bei GSA sind. Diese Beobachtung ist ebenfalls bei [Ame+09] erwähnt und als Asymmetrie in der Verteilung der Bodenbewegungen bezeichnet.

2.3.3 Normspektren für die Bemessung von Tragwerken

Im Eurocode 8 [CEN04] werden zwei unterschiedlichen Typen von elastischen Antwortspektren für die Bemessung von Tragwerken angegeben. Diese werden in der Folge als Normspektren bezeichnet. Sie unterscheiden sich in der Spektralform, indem die Spektren des Typs 2 durch niedrigere Eckperioden und eine höhere Amplifikation im Bereich konstanter Pseudobeschleunigung charakterisiert sind. Spektren des Typs 2 sollen zur Anwendung kommen, wenn die Gefährdung am betrachteten Standort hauptsächlich durch Erdbeben mit einer Oberflächenwellenmagnitude M_s kleiner 5.5 gegeben ist (d. h. durch ein eher schwaches Erdbeben nahe am Standort). Bild 2.8 zeigt die approximative Beziehung zwischen unterschiedlichen Magnitudenskalen gemäss [Kra96] sowie die Lokalmagnitude M_L und die Momenten Magnitude M_w für den Hauptstoss des L'Aquila Erdbebens. Die M_s des Hauptstosses scheint somit grösser 5.5 zu sein. Spektren des Typs 2 werden aber in der Folge trotzdem kurz betrachtet, vor allem weil an einigen Messstationen sehr grosse Spektralwerte der Beschleunigung berechnet wurden (siehe Abschnitt 2.3.4).

Die Normspektren, die sowohl in der Schweizer Norm SIA 261 [SIA03] als auch in der Italienischen Norm "Ordinanza 3274" [GU03] angegeben sind, entsprechen den Spektren des Typs 1 gemäss Eurocode 8. Bei beiden nationalen Normen wird lediglich ein Typ des Spektrums angegeben.

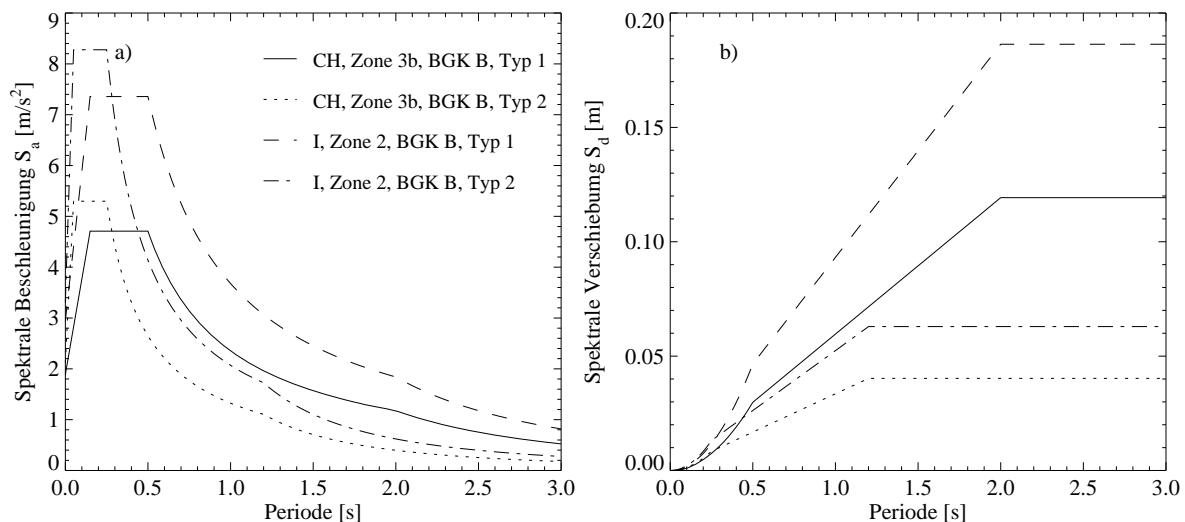


Bild 2.7: Elastische Antwortspektren (Normspektren) der Beschleunigung (a) und der Verschiebung (b) ausgewertet für die Bemessungsbodenbeschleunigungen der italienischen Zone 2 und der schweizer Zone 3b (Baugrundklasse B, Typ I für $M_s > 5.5$, Typ II für $M_s < 5.5$)

Bild 2.7 zeigt Normspektren der Beschleunigung (a) und der Verschiebung (b) berechnet für Baugrundklasse B und für Referenzwerte der Bemessungsbodenbeschleunigungen $a_{gd} = 0.16g$ und $0.25g$. Der er-

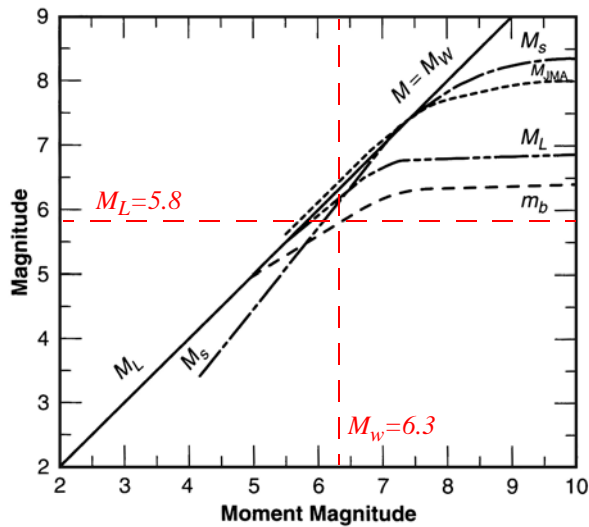


Bild 2.8: Beziehungen zwischen unterschiedlichen Magnitudenskalen (Bild 2.29 aus [Kra96])

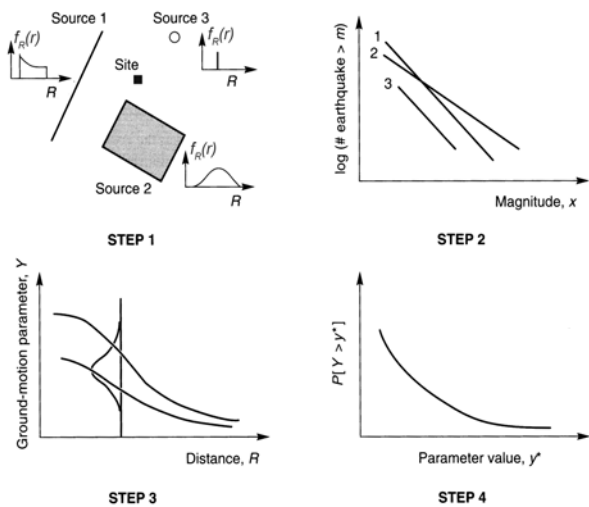


Bild 2.9: Prinzip einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (PSHA, Bild 4.6 aus [Kra96] leicht modifiziert)

ste Wert entspricht der seismischen Gefährdung von Zone 3b in der Schweiz, während der zweite Wert der seismischen Gefährdung von Zone 2 in Italien entspricht. Wie bereits erwähnt, Spektren des Typs 2 sind durch eine höhere maximale Spektralbeschleunigung im tieferen Periodenbereich charakterisiert. Diesbezüglich ist aber der Unterschied zwischen den beiden Spektrentypen – vor allem für BGK B – nicht sehr gross. Infolge der kleineren Eckperioden bei den Spektren des Typs 2, werden die spektralen Ordinaten im Vergleich zu den Spektren des Typs 1 in Funktion der Periode sehr schnell klein. Vor allem die kleine Eckperiode T_D führt zu sehr kleinen maximalen Spektralverschiebungen.

Im folgenden Abschnitt werden diese elastische Antwortspektren mit den Antwortspektren der gemessenen Bodenbeschleunigungen verglichen.

2.3.4 Spektren der gemessenen Bodenbewegungen: Spektren in den Haupthimmelsrichtungen

Bild 2.10 zeigt die Antwortspektren der Beschleunigung und der Verschiebung für die acht Messstationen, bei welchen die grössten maximalen Bodenbeschleunigungen $a_{g,max}$ gemessen wurden. Streng genommen, ist die $a_{g,max}$ bei der Station ORC 3% grösser als diejenige bei der Station MTR; die Daten der letzteren werden aber hier gezeigt, da MTR näher am Schadensgebiet liegt. Bei den selben acht Stationen sind in der Regel auch die grössten Spektralwerte zu verzeichnen (siehe Tabelle 2.1).

Die Spektren der Nord-Süd (NS), der West-Ost (WO) und der vertikalen Komponente der Bodenbewegung an jedem Standort werden separat dargestellt und mit elastischen Antwortspektren (Normspektren) gemäss SIA 261 und Ordinanza 3274 verglichen. Es sind lediglich die Spektren des Typs 1 dargestellt. 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 Ordinanza 3274 für Antwortspektren der vertikalen Bewegung eine unterschiedliche Form vorschreibt.

Im Bezug auf die Antwortspektren von Bild 2.10 können folgenden Bemerkungen gemacht werden:

- Die Spektralwerte der vier Standorte AQA, AQG, 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.

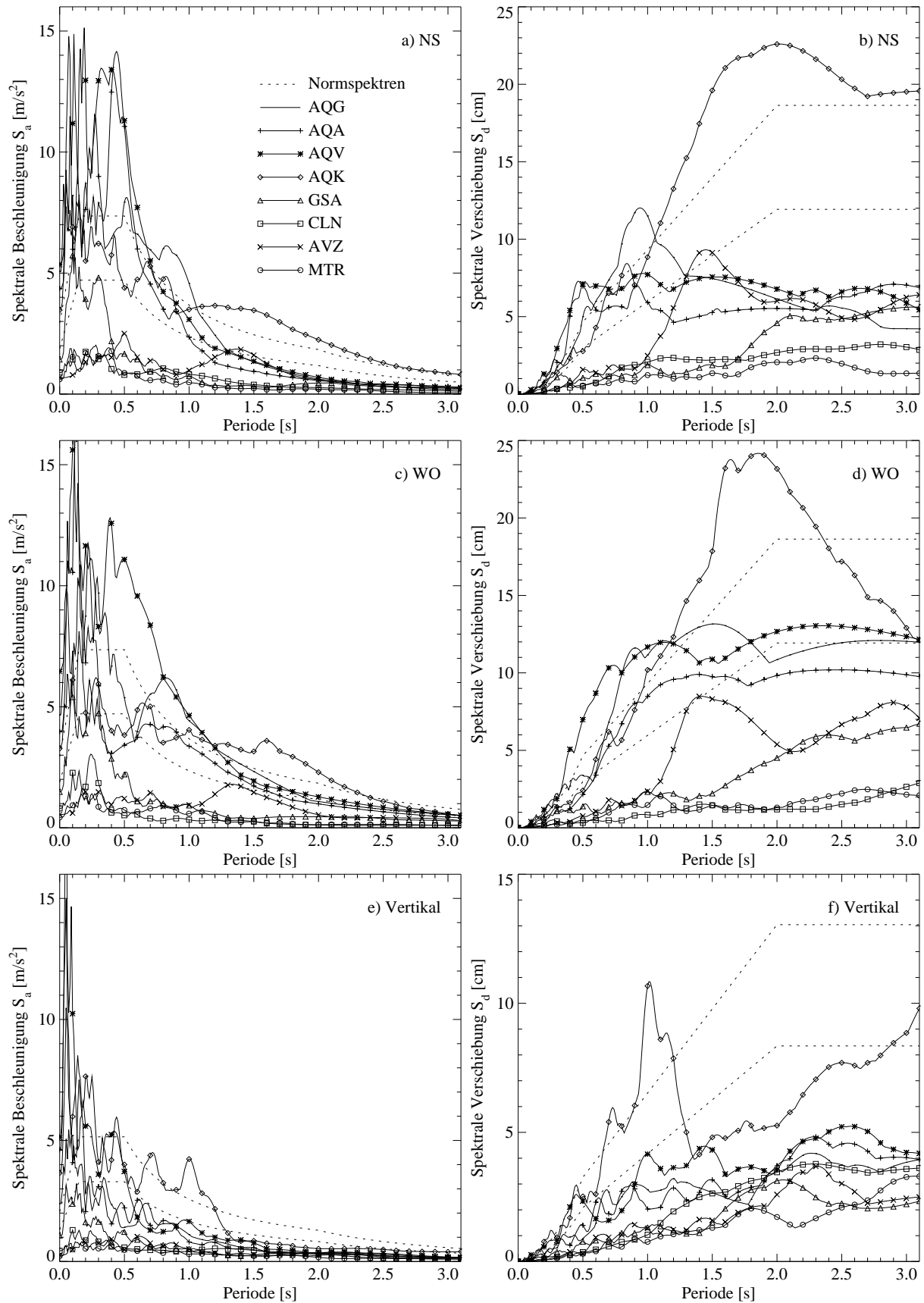
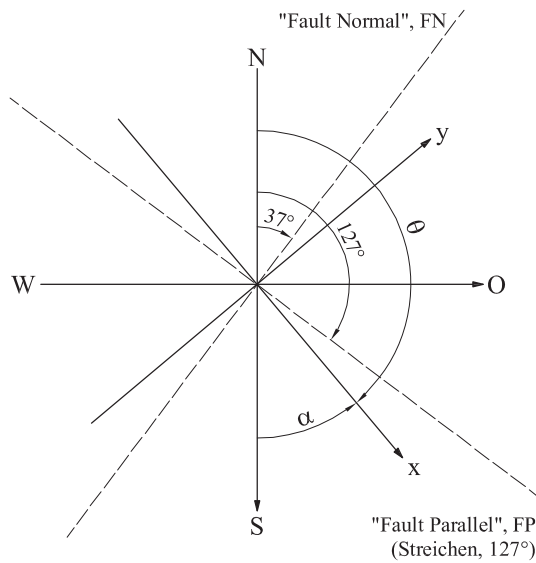


Bild 2.10: Antwortspektren der an unterschiedlichen Standorten gemessenen Bodenbewegungen verglichen zu den Normspektrien der italienischen Zone 2 und der schweizer Zone 3b (Typ I, Baugrundklasse B)

- Die maximal erreichte spektrale Beschleunigung beträgt knapp 18 m/s^2 ($1.8g!$) und wurde für die WO-Komponente von AQV ($T = 0.11 \text{ s}$) berechnet. Bei AQA, AQG 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 (siehe z. B. Abschnitt 5.2) – nahe am Epizentrum sehr grossen horizontalen Beanspruchungen ausgesetzt waren.
- Die maximal erreichte spektrale Verschiebung beträgt etwa 25 cm und wurde für die WO-Komponente von AQK ($T = 1.85 \text{ s}$) berechnet. Bei der WO-Komponente von AQG, AQK und AQV wurden für alle Perioden $T > 1.0 \text{ s}$ spektrale Verschiebungen grösser 10 cm verzeichnet. Bei AQV und AQG 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 (siehe z. B. Abschnitte 5.1.1b und d). 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 diese Verformungen in einem Stockwerk konzentrieren.
- Über breitere Periodenbereiche liegen die Spektralwerte der vier Standorte AQA, AQG, AQK, AQV über den entsprechenden Ordinaten der Normspektren. Die Spektren von AQA, AQG und AQV sind vor allem grösser für Perioden kleiner gleich etwa 1 bis 1.5 Sekunden. Am Standort AQK ist hingegen eine starke Amplifikation der Bodenbewegung im Bereich zwischen etwa 1.5 bis 2.5 Sekunden ($0.4 - 0.7 \text{ Hz}$) zu beobachten. Bei AQK wird vermutet, dass die tiefen Seeablagerungen des Baugrunds zu Standorteffekten geführt haben. Bereits [DeL+05] erwähnt, dass beim Stadtzentrum von L’Aquila Amplifizierungen der Bodenbewegung im Bereich von $0.5 - 0.6 \text{ Hz}$ stattfinden. Die Daten, die zu den Beobachtungen von [DeL+05] 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 BBI-Effekte (Boden-Bauwerk-Interaktion) die gemessenen Zeitverläufe im Vergleich zur Freifeldbewegung modifiziert haben könnten (siehe Abschnitt 2.3.1).
- 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, siehe Tabelle 2.1) um eine lokale Amplifikation handeln.

2.3.5 Spektren der gemessenen Bodenbewegungen: Spektren in beliebig rotierten Richtungen

Im vorherigen Abschnitt 2.3.4 wurden die Antwortspektren der Beschleunigung und der Verschiebung für die Nord-Süd (NS) und West-Ost (WO) Komponente der Bodenbewegung dargestellt. Es wurden diese Komponenten gewählt, weil diese die Komponente sind, die von den zuständigen Stellen (siehe [DPC09] und [WGI08]) veröffentlicht worden sind. Es ist weiterhin anzunehmen, dass die Messachsen der Messgeräte im Feld so ausgerichtet sind. Es ist aber überhaupt nicht gesagt, dass diese Haupthimmelsrichtungen mit den Richtungen übereinstimmen, in welchen die grössten Amplituden der Bodenbewegung aufgetreten sind. Zusätzlich dazu, wie in den allermeisten Fällen, entspricht die Orientierung der Verwerfung, die den Hauptstoss des L’Aquila Erdbebens verursachte, nicht eine der Haupthimmelsrichtungen, sondern ist mit einem Streichen von 127° (siehe Abschnitt 2.3.1) gegenüber den Haupthimmelsrichtungen rotiert. Aus diesen Gründen werden in diesem Abschnitt die NS- und WO-Komponen-



Die bekannte Transformationsmatrix

$$\begin{bmatrix} a_{gx, \alpha}(t) \\ a_{gy, \alpha}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_{g, NS}(t) \\ a_{g, WO}(t) \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

wird mit

$$\alpha = \pi - \theta, \quad (2.2)$$

$$\cos(\pi - \theta) = -\cos \theta, \quad \sin(\pi - \theta) = \sin \theta \quad (2.3)$$

zu:

$$\begin{bmatrix} a_{gx, \theta}(t) \\ a_{gy, \theta}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & -\cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_{g, NS}(t) \\ a_{g, WO}(t) \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Bild 2.11: Koordinatensystem zur Transformation der Bewegungsgrößen in beliebiger Richtung und entsprechende Transformationsmatrix

ten der Bodenbewegungen rotiert und damit Antwortspektren berechnet. Dabei ist das gewählte Prozedere ähnlich dem in der Studie von Beyer und Bommer [BB07] dargestelltem.

In einem ersten Schritt wurden die NS- ($a_{g, NS}$) und WO-Komponenten ($a_{g, WO}$) der Bodenbeschleunigung gemäss der Achsentransformation von Bild 2.11 und anhand von Gleichung (2.4) gedreht. Als Verdrehungswinkel θ wurde der Azimut der Achse x gewählt. Es wurden insgesamt 38 Fälle betrachtet indem der Verdrehungswinkel θ von 0° bis 175° in Schritte von 5° geändert wurde, dazu wurden noch die Richtungen $\theta = 37^\circ$ ("Fault Normal", FN) und $\theta = 127^\circ$ ("Fault Parallel", FP) betrachtet. Anschliessend wurden die Antwortspektren der rotierten Komponenten berechnet.

Im Bild 2.12 werden für die acht Messstationen, die bereits im Abschnitt 2.3.4 betrachtet wurden, die Maximalwerte der Bodenbeschleunigung in Funktion des Verdrehungswinkels θ dargestellt. In jedem Diagramm sind, zusätzlich zu den Richtungen parallel (FP) und senkrecht (FN) zur Verwerfung, drei Kurven dargestellt:

- Die Kurve "Maximale Bodenbeschleunigung" verbindet die Punkte, deren Lage durch die Polarkoordinaten $[\theta, \max\{|a_{gx, \theta}(t)|\}]$ beschrieben ist, d. h. der Absolutwert der maximalen Bodenbeschleunigung in Richtung θ . Diese Kurve ist polar-symmetrisch.
- Die Kurve "Geometrisches Mittel" (GM_{xy}) verbindet die Punkte, deren Lage durch die Polarkoordinaten $[\theta, a_{g, GMxy}]$ beschrieben ist, wobei $a_{g, GMxy}$ durch Gleichung (2.5) definiert ist. Diese Kurve ist ebenfalls polar-symmetrisch und ist sogar in allen vier Quadranten gleich.

$$a_{g, GMxy} = \max(\sqrt{|a_{gx, \theta}(t) \cdot a_{gy, \theta}(t)|}) \quad (2.5)$$

- Die Kurve "Bemessungsbodenbeschleunigung" ist ein Kreis mit Radius $a_{gd} \cdot S$, wobei a_{gd} der Referenzwert der Bemessungsbodenbeschleunigung und S der Bodenfaktor nach Norm sind. Die Bodenfaktoren betragen $S = 1.00$ für BGK A, $S = 1.20$ für BGK B und $S = 1.15$ für BGK C. Die Baugrundklasse jeder betrachteten Messstation ist in Tabelle 2.1 angegeben. In jedem Diagramm sind in der Regel zwei Kreise zu sehen, einer wurde mit $a_{gd} = 0.16g$ und einer mit $a_{gd} = 0.25g$ berechnet. Sollte nur ein oder gar kein Kreis ersichtlich sein, bedeutet dies, dass der entsprechende Kreisdurchmesser grösser als der gezeichnete Achsenbereich ist.

Während die Kurve “Maximale Bodenbeschleunigung” nur eine einzige Komponente der Bodenbewegung (hier die Komponente in x-Richtung) betrachtet, stellt die Kurve “Geometrisches Mittel” GMxy-Werte dar, die anhand der Bodenbeschleunigungen von jeweils zwei orthogonalen Komponenten berechnet sind. Es ist dabei wichtig zu bemerken, dass im Rahmen von Bewegungsvorhersagen für Gefährdungsanalysen (siehe Abschnitt 2.3.6) im allgemeinen Gleichungen (“Ground Motion Prediction Equations”, GMPE) verwendet werden, die das geometrische Mittel und nicht den maximalen Wert der zwei Komponenten der Bodenbeschleunigung vorhersagen. Solche Gleichungen sagen meist den Median des geometrischen Mittels und seiner Variabilität vorher. Aus diesem Grund fasst Tabelle 2.2 Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der maximalen Bodenbeschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels zusammen und vergleicht sie mit den Bemessungsbodenbeschleunigung $a_{gd} \cdot S$ nach Norm.

Bilder 2.13 bis 2.20 sind im Aufbau ähnlich wie Bild 2.12, zeigen aber je einen der acht betrachteten Messstationen die spektralen Beschleunigungen ebenfalls in den 38 unterschiedlichen Richtungen und für sechs ausgewählten Perioden. Es wurden dabei sechs unterschiedlichen Periodenbereich definiert – 1) 0 bis 0.5 s, 2) 0.5 bis 1.0 s, 3) 1.0 bis 1.5 s, 4) 1.5 bis 2.0 s, 5) 2.0 bis 3.0 s und 6) 3.0 bis 4.0 s – und jeweils pro Bereich die Periode mit der grössten spektralen Beschleunigung ausgesucht und dargestellt. Pro Bild sind in jeder der sechs Diagramme, zusätzlich zu den Richtungen parallel (FP) und senkrecht (FN) zur Verwerfung, drei Kurven dargestellt:

- Die Kurve “Spektrale Beschleunigung” verbindet die Punkte, deren Lage durch die Polarkoordinaten $[\theta, S_{ax, \theta}(T)]$ beschrieben ist, d. h. die spektrale Ordinate der Bodenbeschleunigungszeitverlauf in Richtung θ bei der Periode T . Diese Kurve ist polar-symmetrisch.
- Die Kurve “Geometrisches Mittel” (GMxy) verbindet die Punkte, deren Lage durch die Polarkoordinaten $[\theta, S_{a, GMxy}(T)]$ beschrieben ist, wobei $S_{a, GMxy}(T)$ durch Gleichung (2.6) definiert ist. Diese Kurve ist ebenfalls polar-symmetrisch und ist sogar in allen vier Quadranten gleich.

$$S_{a, GMxy}(T) = \sqrt{S_{ax, \theta}(T) \cdot S_{ay, \theta}(T)} \quad (2.6)$$

- Die Kurve “Normspektren” ist ein Kreis, dessen Radius der Ordinate S_a des Normspektrums bei der Periode T entspricht. Die Form der Normspektren berücksichtigt die unterschiedlichen Baugrundklassen der Messstationen (siehe Tabelle 2.1). In jedem Diagramm sind in der Regel zwei Kreise zu sehen, einer wurde mit $a_{gd} = 0.16g$ und einer mit $a_{gd} = 0.25g$ berechnet. Sollte nur ein oder gar kein Kreis ersichtlich sein, bedeutet dies, dass der entsprechende Kreisdurchmesser grösser als der gezeichnete Achsenbereich ist.

Tabellen 2.3 bis 2.10 fassen Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels zusammen und vergleichen sie mit den Ordinaten der Normspektren bei den entsprechenden Perioden.

Die in diesem Abschnitt dargestellten Bilder und Tabellen werden im Unterabschnitt i) auf Seite 29 zusammengefasst und diskutiert.

Seismologische Aspekte

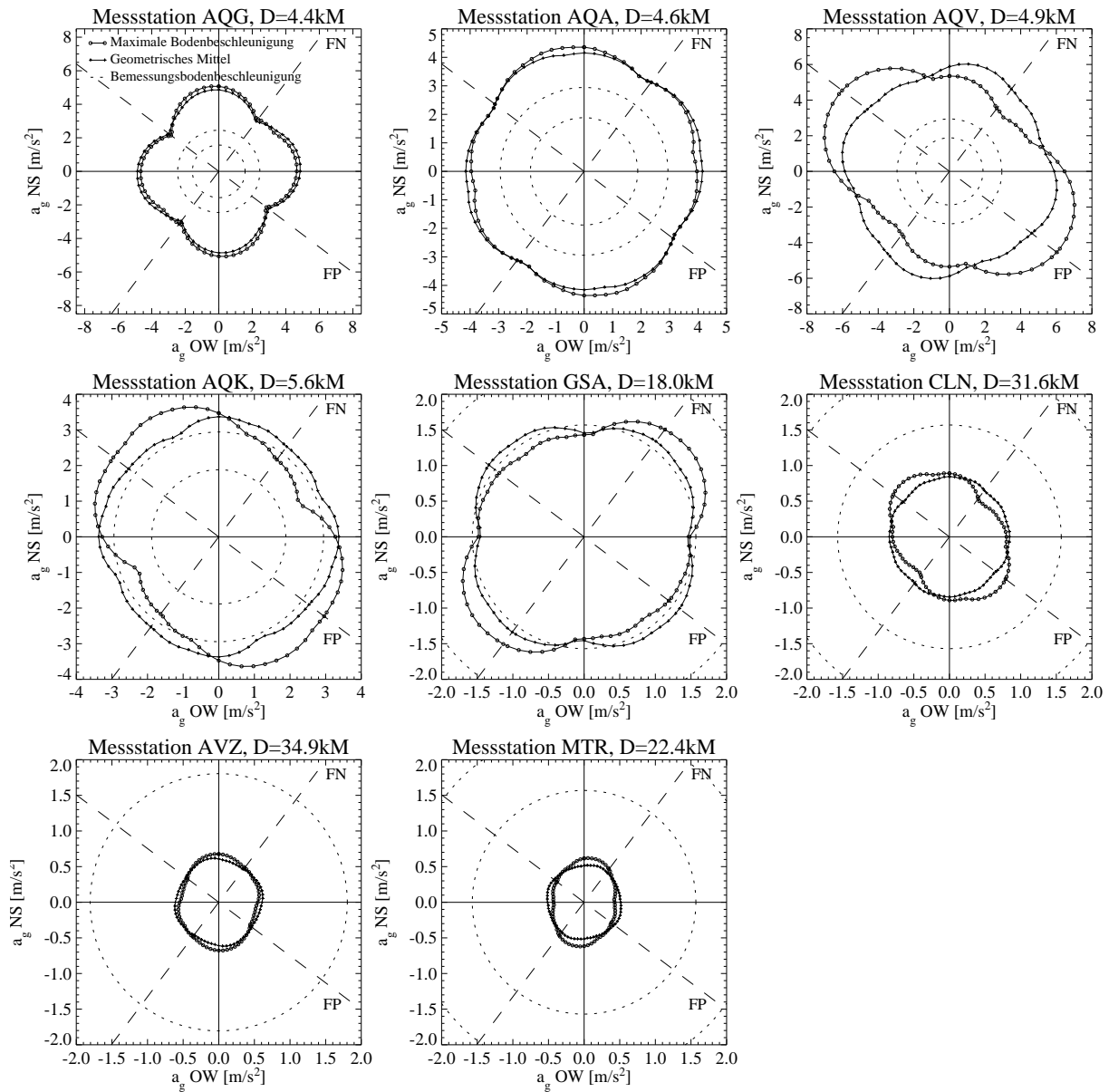


Bild 2.12: Maximale Bodenbeschleunigung in beliebiger Richtung

Station	Maximale Bodenbeschleunigung				Geometrisches Mittel				Bemessungsbodenbeschl.	
	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	0.16g · S [m/s ²]	0.25g · S [m/s ²]
AQG	5.09	4.43	4.42	9.3	4.87	4.44	4.41	8.5	1.60	2.50
AQA	4.41	4.08	4.10	4.2	4.22	4.13	4.10	2.7	1.92	3.00
AQV	7.58	5.59	5.86	19.3	6.16	5.69	5.76	4.5	1.92	3.00
AQK	3.84	3.40	3.25	14.8	3.37	3.21	3.22	2.9	1.92	3.00
GSA	1.92	1.51	1.61	11.7	1.68	1.63	1.60	4.4	1.60	2.50
CLN	1.01	0.84	0.84	13.5	0.85	0.83	0.83	1.4	1.60	2.50
AVZ	0.68	0.60	0.60	8.1	0.63	0.60	0.60	2.9	1.84	2.88
MTR	0.63	0.52	0.52	12.4	0.54	0.51	0.52	2.2	1.60	2.50

Tabelle 2.2: Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der maximalen Bodenbeschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Bemessungsbodenbeschleunigung $a_{g,d}S$ nach Norm (Bodenfaktor $S=1.00$ für BGK A, $S=1.20$ für BGK B und $S=1.15$ für BGK C)

a) Messstation AQG

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation AQG gemessen wurden, sind im Bild 2.13 dargestellt und in Tabelle 2.3 statistisch ausgewertet.

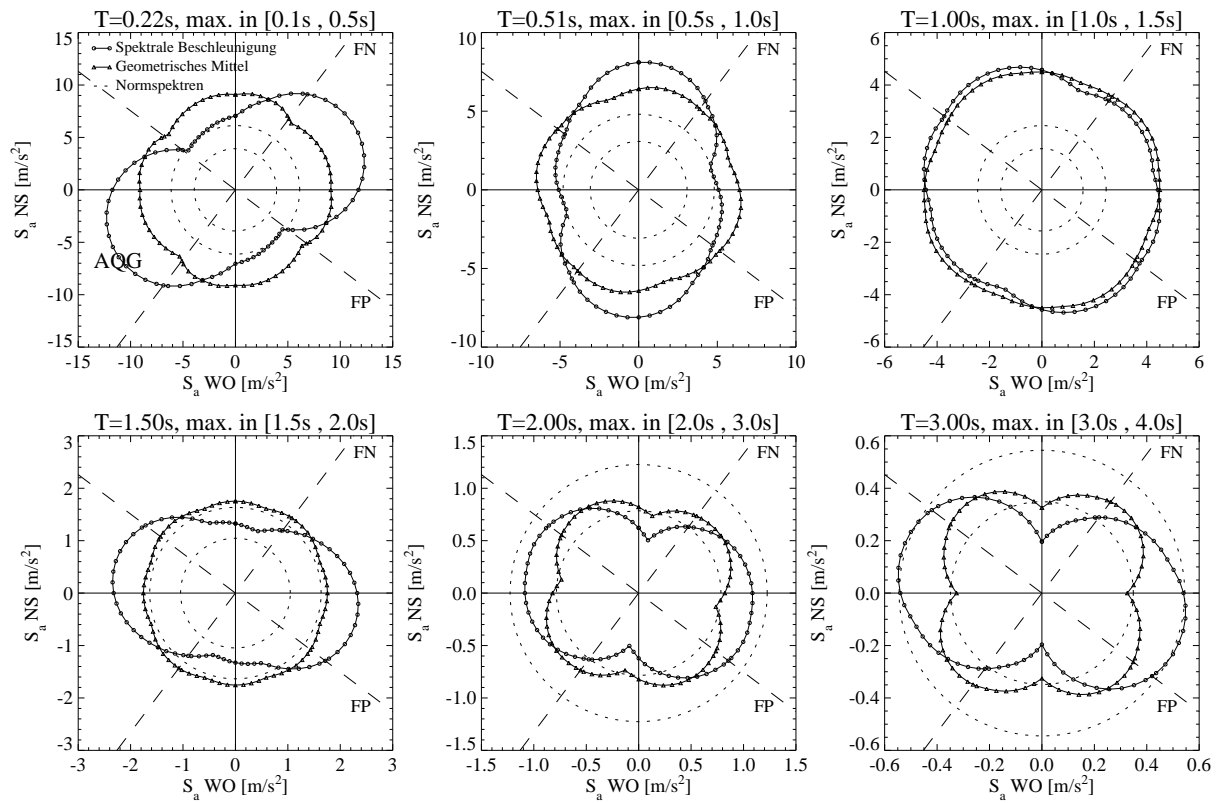


Bild 2.13: Messstation AQG. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektralen	
	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	S _a (a _g =0.16g) [m/s ²]	S _a (a _g =0.25g) [m/s ²]
T=0.00s	5.09	4.43	4.42	9.3	4.87	4.44	4.41	8.5	1.60	2.50
T=0.22s	12.90	9.23	9.33	28.0	9.28	9.10	8.97	3.2	3.92	6.13
T=0.51s	8.14	6.43	6.47	16.9	6.63	6.40	6.38	2.9	3.08	4.80
T=1.00s	4.90	4.49	4.52	5.4	4.65	4.51	4.52	2.2	1.57	2.45
T=1.50s	2.36	1.80	1.80	21.6	1.80	1.75	1.76	1.7	1.05	1.64
T=2.00s	1.10	0.97	0.91	19.9	0.96	0.91	0.89	7.5	0.78	1.23
T=3.00s	0.55	0.45	0.42	26.3	0.45	0.41	0.41	9.3	0.35	0.55

Tabelle 2.3: Messstation AQG. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektralen

b) Messstation AQA

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation AQA gemessen wurden, sind im Bild 2.14 dargestellt und in Tabelle 2.4 statistisch ausgewertet.

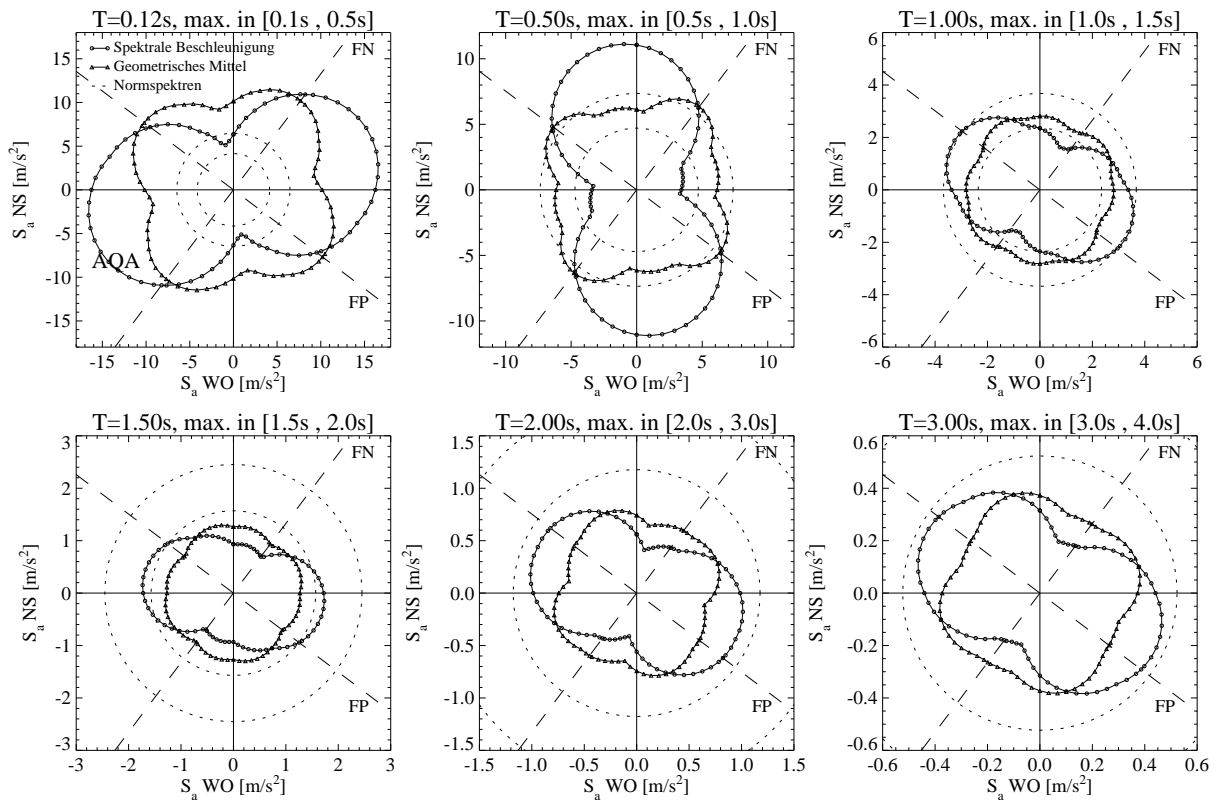


Bild 2.14: Messstation AQA. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektralen	
	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	S _a (a _g =0.16g) [m/s ²]	S _a (a _g =0.25g) [m/s ²]
T=0.00s	4.41	4.08	4.10	4.2	4.22	4.13	4.10	2.7	1.92	3.00
T=0.12s	16.94	13.00	12.07	32.3	12.79	11.74	11.41	10.1	4.14	6.47
T=0.50s	11.19	8.09	7.52	38.1	7.94	6.89	6.95	9.8	4.70	7.36
T=1.00s	3.77	2.97	2.88	22.2	2.96	2.81	2.81	4.1	2.35	3.68
T=1.50s	1.74	1.28	1.30	23.3	1.33	1.27	1.27	3.5	1.57	2.45
T=2.00s	1.04	0.84	0.79	27.0	0.82	0.75	0.76	6.8	1.18	1.84
T=3.00s	0.49	0.39	0.37	26.3	0.39	0.36	0.36	7.0	0.52	0.82

Tabelle 2.4: Messstation AQA. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektralen

c) Messstation AQV

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation AQV gemessen wurden, sind im Bild 2.15 dargestellt und in Tabelle 2.5 statistisch ausgewertet.

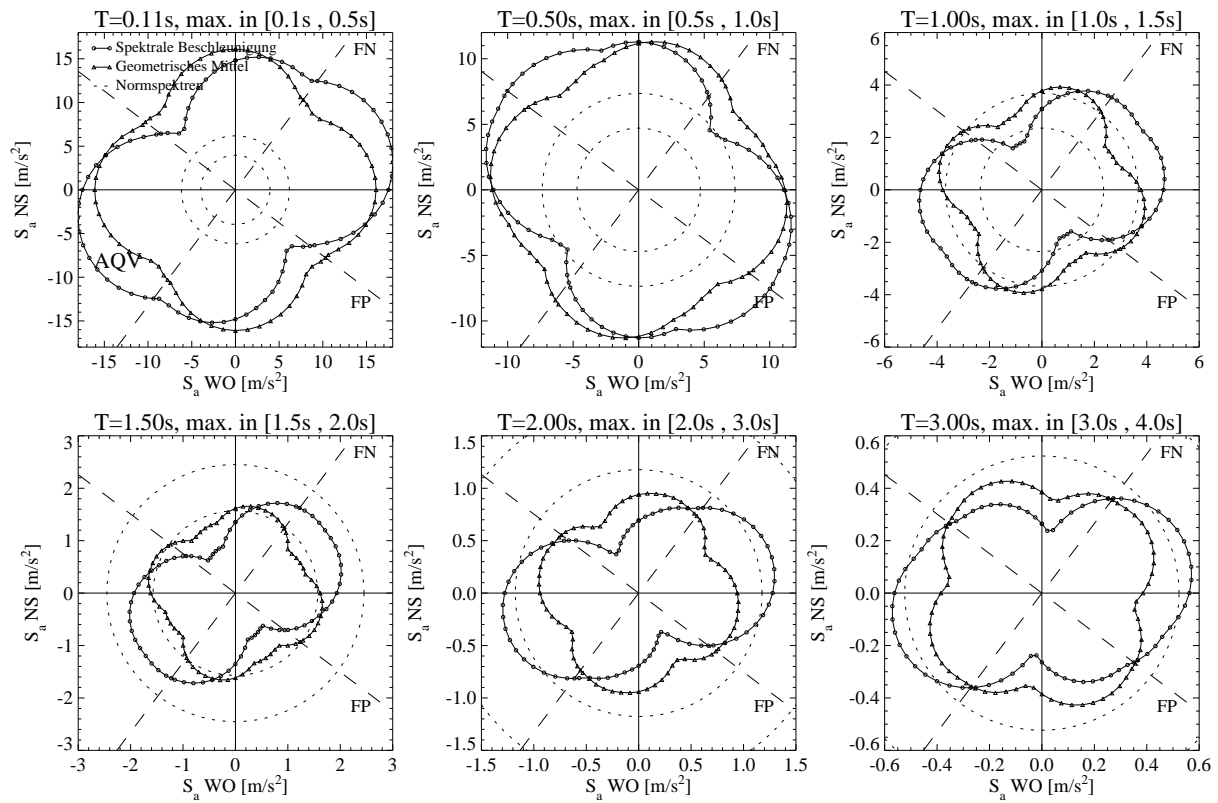


Bild 2.15: Messstation AQV. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektra	
	Maximum [m/s^2]	Median [m/s^2]	Mittelwert [m/s^2]	VarK [%]	Maximum [m/s^2]	Median [m/s^2]	Mittelwert [m/s^2]	VarK [%]	$S_a(a_g=0.16g)$ [m/s^2]	$S_a(a_g=0.25g)$ [m/s^2]
T=0.00s	7.58	5.59	5.86	19.3	6.16	5.69	5.76	4.5	1.92	3.00
T=0.11s	18.54	15.34	14.72	20.0	16.11	14.65	14.46	9.1	3.95	6.18
T=0.50s	12.55	11.17	10.62	16.2	11.43	10.63	10.49	7.1	4.70	7.36
T=1.00s	4.72	4.05	3.64	26.9	4.03	3.62	3.52	11.7	2.35	3.68
T=1.50s	2.10	1.72	1.57	30.3	1.68	1.50	1.50	9.7	1.57	2.45
T=2.00s	1.31	0.95	0.93	31.6	0.97	0.91	0.88	8.9	1.18	1.84
T=3.00s	0.58	0.45	0.44	23.7	0.47	0.44	0.43	8.4	0.52	0.82

Tabelle 2.5: Messstation AQV. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektra

d) Messstation AQK

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation AQK gemessen wurden, sind im Bild 2.16 dargestellt und in Tabelle 2.6 statistisch ausgewertet.

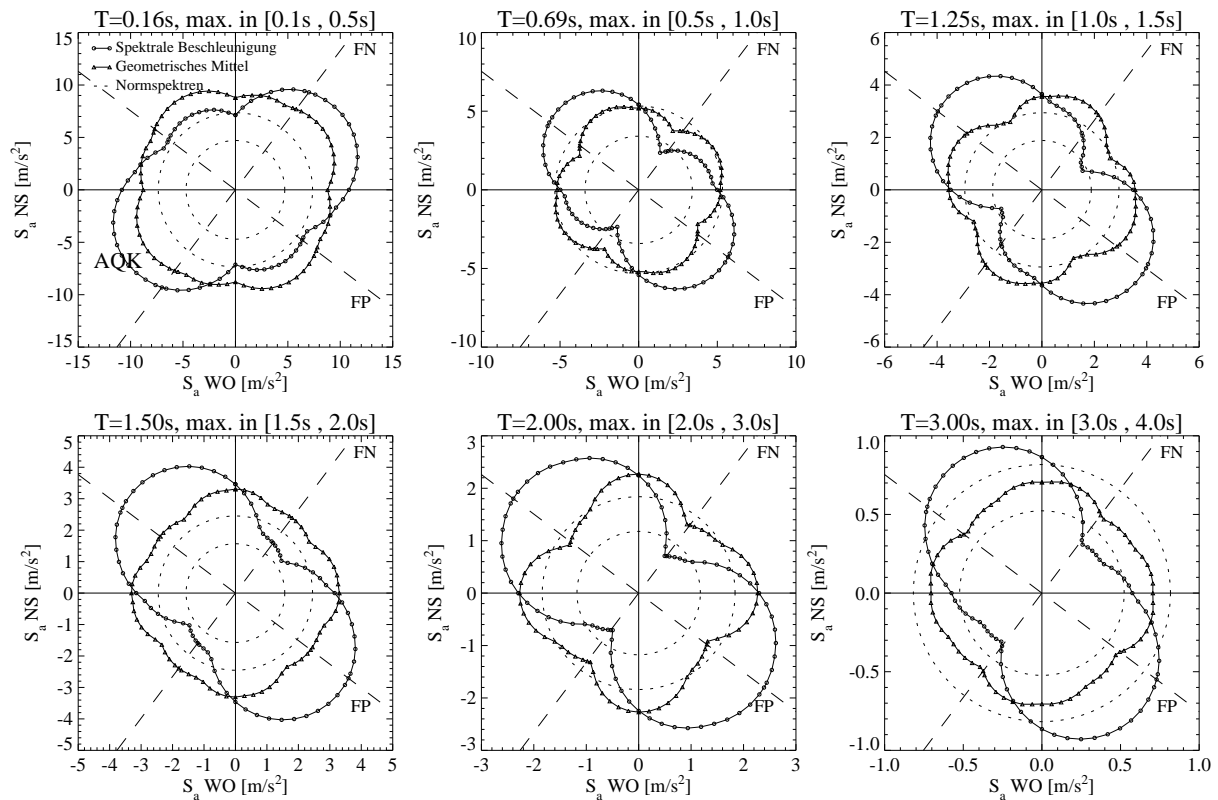


Bild 2.16: Messstation AQK. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektra	
	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	$S_a(a_g=0.16g)$ [m/s ²]	$S_a(a_g=0.25g)$ [m/s ²]
T=0.00s	3.84	3.40	3.25	14.8	3.37	3.21	3.22	2.9	1.92	3.00
T=0.16s	12.51	9.37	9.77	18.8	10.17	9.53	9.62	4.5	4.70	7.36
T=0.69s	7.23	5.41	5.30	27.3	5.49	5.19	5.11	6.6	3.41	5.33
T=1.25s	5.04	3.64	3.57	31.6	3.72	3.51	3.39	8.5	1.88	2.94
T=1.50s	4.60	3.40	3.25	31.8	3.31	3.00	3.08	5.0	1.57	2.45
T=2.00s	3.01	2.30	2.11	35.7	2.27	1.98	1.97	11.8	1.18	1.84
T=3.00s	0.99	0.72	0.71	30.6	0.72	0.68	0.67	5.09	0.52	0.82

Tabelle 2.6: Messstation AQK. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektra

e) Messstation GSA

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation GSA gemessen wurden, sind im Bild 2.17 dargestellt und in Tabelle 2.7 statistisch ausgewertet.

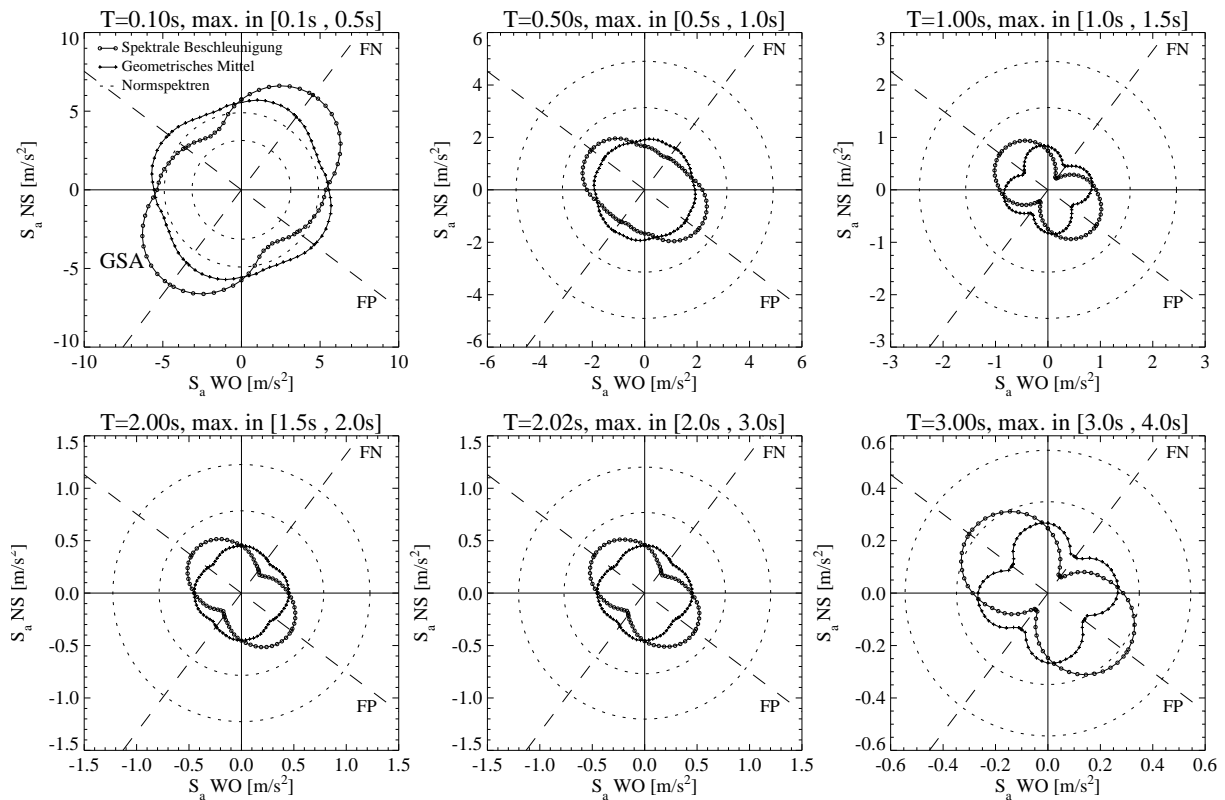


Bild 2.17: Messstation GSA. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektralen	
	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	$S_a(a_g=0.16g)$ [m/s ²]	$S_a(a_g=0.25g)$ [m/s ²]
T=0.00s	1.92	1.51	1.61	11.7	1.68	1.63	1.60	4.4	1.60	2.50
T=0.10s	7.57	5.64	5.73	22.1	5.92	5.55	5.60	4.2	3.14	4.91
T=0.50s	2.55	1.90	1.97	20.0	1.97	1.94	1.93	1.7	3.14	4.61
T=1.00s	1.15	0.88	0.79	37.0	0.85	0.75	0.74	13.7	1.57	2.45
T=2.00s	0.60	0.45	0.44	27.7	0.45	0.43	0.43	5.3	0.78	1.23
T=2.02s	0.60	0.46	0.44	28.4	0.45	0.43	0.42	5.8	0.77	1.20
T=3.00s	0.38	0.27	0.25	41.1	0.27	0.24	0.23	15.2	0.35	0.55

Tabelle 2.7: Messstation GSA. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektralen

f) Messstation CLN

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation CLN gemessen wurden, sind im Bild 2.18 dargestellt und in Tabelle 2.8 statistisch ausgewertet.

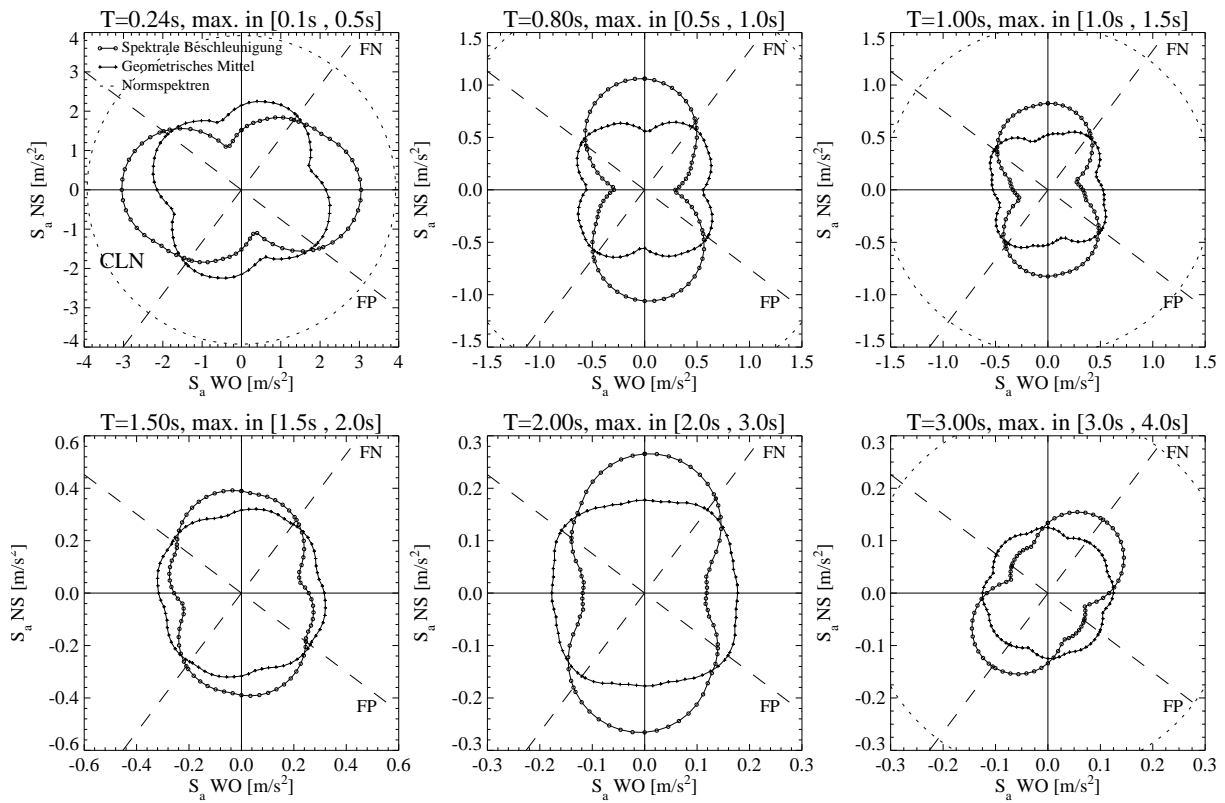


Bild 2.18: Messstation CLN. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektrale	
	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	$S_a(a_g=0.16g)$ [m/s ²]	$S_a(a_g=0.25g)$ [m/s ²]
T=0.00s	1.01	0.84	0.84	13.5	0.85	0.83	0.83	1.4	1.60	2.50
T=0.24s	3.04	2.34	2.24	26.3	2.38	2.21	2.17	8.5	3.92	6.13
T=0.80s	1.06	0.77	0.73	35.6	0.75	0.69	0.68	9.3	1.96	3.07
T=1.00s	0.83	0.65	0.60	31.4	0.64	0.57	0.57	9.6	1.57	2.45
T=1.50s	0.40	0.34	0.33	16.7	0.33	0.33	0.32	3.4	1.05	1.64
T=2.00s	0.27	0.20	0.19	27.5	0.20	0.18	0.19	4.6	0.78	1.22
T=3.00s	0.18	0.13	0.13	28.0	0.13	0.12	0.12	3.6	0.35	0.55

Tabelle 2.8: Messstation CLN. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektrale

g) Messstation AVZ

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation AVZ gemessen wurden, sind im Bild 2.19 dargestellt und in Tabelle 2.9 statistisch ausgewertet.

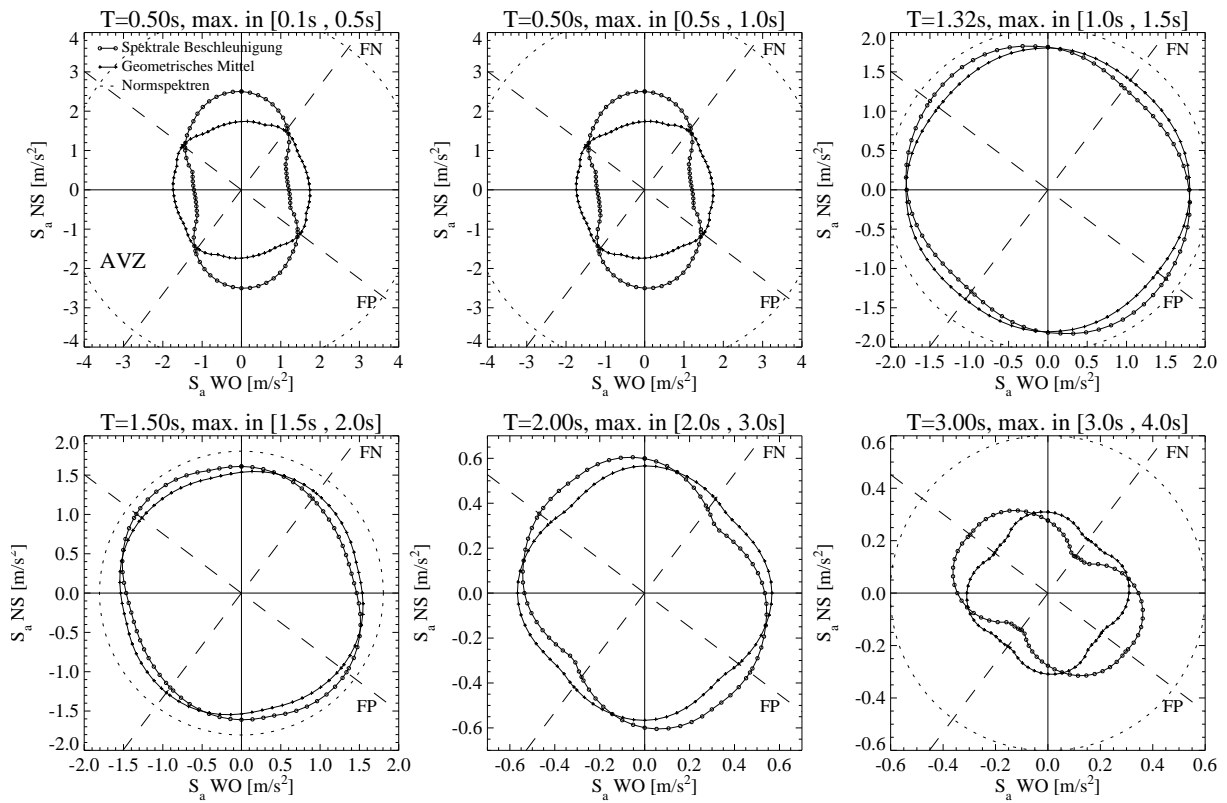


Bild 2.19: Messstation AVZ. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektra	
	Maximum $[m/s^2]$	Median $[m/s^2]$	Mittelwert $[m/s^2]$	VarK [%]	Maximum $[m/s^2]$	Median $[m/s^2]$	Mittelwert $[m/s^2]$	VarK [%]	$S_a(a_g=0.16g)$ $[m/s^2]$	$S_a(a_g=0.25g)$ $[m/s^2]$
T=0.00s	0.68	0.60	0.60	8.1	0.63	0.60	0.60	2.9	1.84	2.88
T=0.50s	2.50	1.86	1.83	26.5	1.87	1.75	1.76	3.1	4.51	7.05
T=0.50s	2.50	1.86	1.83	26.5	1.87	1.75	1.76	3.1	4.51	7.05
T=1.32s	1.90	1.81	1.78	5.7	1.81	1.78	1.78	1.3	2.05	3.20
T=1.50s	1.68	1.59	1.56	6.0	1.59	1.56	1.56	1.8	1.81	2.82
T=2.00s	0.61	0.56	0.54	10.8	0.57	0.54	0.54	3.9	1.35	2.12
T=3.00s	0.38	0.31	0.29	25.5	0.31	0.28	0.28	7.7	0.60	0.94

Tabelle 2.9: Messstation AVZ. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektra

h) Messstation MTR

Die spektralen Beschleunigungen in beliebig rotierten Richtungen der Bodenbewegungen, die bei der Messstation MTR gemessen wurden, sind im Bild 2.20 dargestellt und in Tabelle 2.10 statistisch ausgewertet.

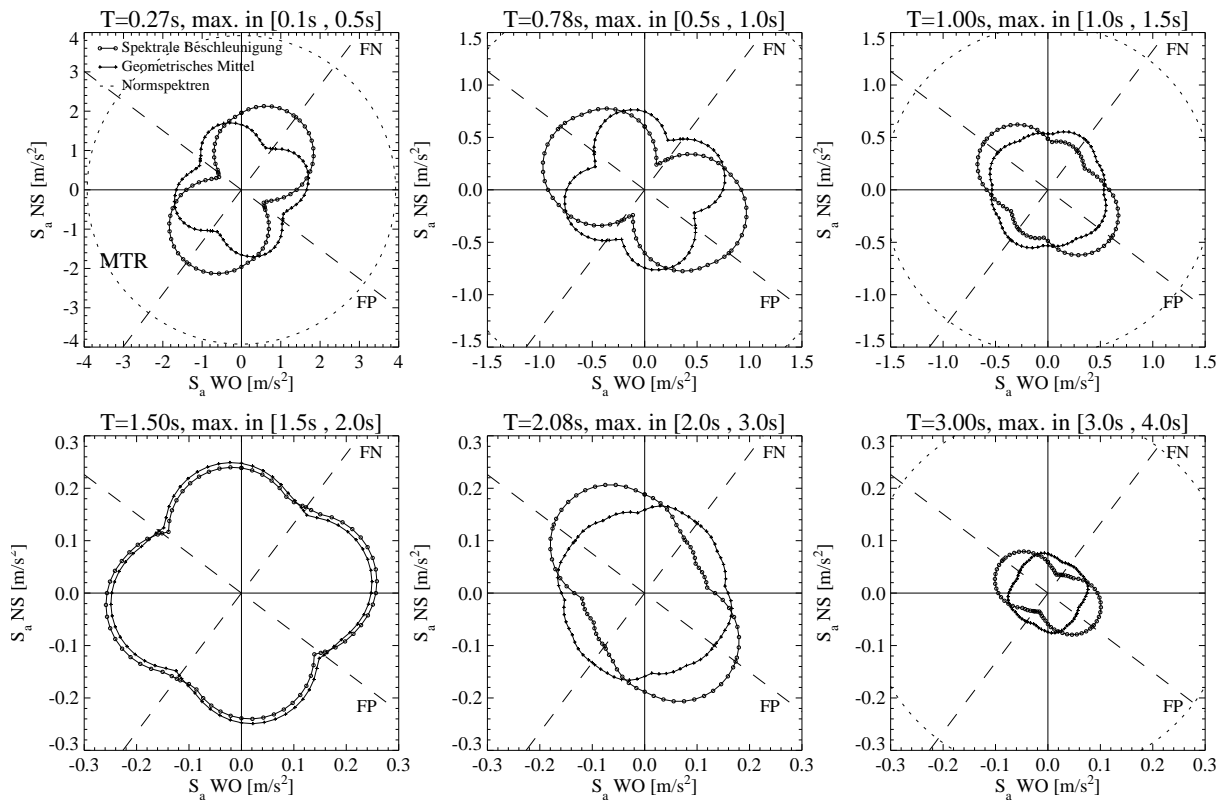


Bild 2.20: Messstation MTR. Spektralwerte der Beschleunigung in beliebiger Richtung für ausgewählten Perioden

Periode	Spektrale Beschleunigung				Geometrisches Mittel				Normspektrale	
	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	Maximum [m/s ²]	Median [m/s ²]	Mittelwert [m/s ²]	VarK [%]	S _a (a _g =0.16g) [m/s ²]	S _a (a _g =0.25g) [m/s ²]
T=0.00s	0.63	0.52	0.52	12.4	0.54	0.51	0.52	2.2	1.60	2.50
T=0.27s	2.31	1.78	1.64	33.8	1.75	1.60	1.54	11.4	3.92	6.13
T=0.78s	1.02	0.79	0.73	32.6	0.78	0.72	0.69	12.2	2.01	3.14
T=1.00s	0.76	0.54	0.58	21.7	0.60	0.56	0.56	4.0	1.57	2.45
T=1.50s	0.26	0.23	0.23	9.1	0.25	0.23	0.23	8.3	1.05	1.64
T=2.08s	0.23	0.17	0.17	25.2	0.17	0.17	0.16	3.0	0.73	1.13
T=3.00s	0.11	0.08	0.08	32.1	0.08	0.07	0.07	5.4	0.35	0.55

Tabelle 2.10: Messstation MTR. Maximum, Median, Mittelwert und Variationskoeffizient der spektralen Beschleunigung sowie des zugehörigen geometrischen Mittels verglichen mit den Normspektrale

i) Zusammenfassung und Diskussion

Ziel dieses Abschnittes ist es nicht, die Variabilität der Bodenbewegung in Funktion der betrachteten Richtung ausführlich zu diskutieren, sondern lediglich einige Aspekte dieser Problematik darzustellen, die bei der Bemessung oder Überprüfung von Tragwerken eine Rolle spielen könnten.

Die Maximalwerte der Bodenbeschleunigung in beliebiger Richtung sind in Bild 2.12 dargestellt und in Tabelle 2.2 zusammengefasst. Es können dabei folgende Bemerkungen gemacht werden:

- Von den 4 Messstationen, die innerhalb der Projektion der Bruchfläche an die Erdoberfläche lagen (siehe Bild 2.2), werden einzig bei AQV die grössten Bodenbeschleunigungen etwa parallel zur Verwerfung ("FP") gemessen.
- Bei AQV wurde die allergrösste Bodenbeschleunigung gemessen. Sie beträgt 7.6 m/s^2 ($0.8g$!) und wie gerade erwähnt trat sie in etwa parallel zur Verwerfung auf. AQV befindet sich in der Mitte des Tales vom Fluss Aterno (siehe Bild 2.2 und Tabelle 2.1) und die FP-Richtung entspricht gleichzeitig der Richtung entlang des Tales. Bei AQV sind ebenfalls der grösste Mittelwert (5.9 m/s^2) und der grösste Variationskoeffizient (19.3%) der maximalen Bodenbeschleunigung beobachtet worden.
- Bei den acht analysierten Messstationen variiert das Verhältnis der Medians der maximalen Bodenbeschleunigung zum Median des geometrischen Mittels zwischen 0.93 (GSA) und 1.06 (AQK).
- Bei den acht analysierten Messstationen, übersteigt die grösste maximale Bodenbeschleunigung den Median des geometrischen Mittels um einen Faktor zwischen 1.07 (AQA) und 1.33 (AQV).
- In Anbetracht, dass – wie bereits erwähnt – im Rahmen von Bewegungsvorhersagen für Gefährdungsanalysen im allgemeinen GMPE verwendet werden, die den Median des geometrischen Mittels und nicht den maximalen Wert der Bodenbeschleunigung in beliebiger Richtung vorhersagen, ist die Beobachtung der vorherigen Aufzählungspunkte ein klarer Hinweis, dass gegebenenfalls die Referenzwerte der Bemessungsbodenbeschleunigung bereits bei einem verhältnismässig schwachen Erdbeben überschritten werden können. Zu diesem Thema siehe auch die ausführlichere Diskussion in Abschnitt 2.3.6.
- Die Variabilität der maximalen Bodenbeschleunigung in Funktion der Richtung ist grösser als die Variabilität dessen geometrischen Mittels. Diese Tatsache ist in Tabelle 2.2 gut ersichtlich. Bei der maximalen Bodenbeschleunigung variiert der Variationskoeffizient zwischen 8.1% (AVZ) und 19.3% (AQV) während beim geometrischen Mittel der Variationskoeffizient zwischen 1.4% (CLN) und 8.5% (AQG) variiert. Die kleinere Variabilität des geometrischen Mittels ist vermutlich mit ein Grund warum GMPE eher anhand von geometrischen Mitteln kalibriert werden.

Die spektralen Ordinaten von Komponenten der Bodenbeschleunigung in beliebiger Richtung sind in den Bildern 2.13 bis 2.20 für ausgewählte Perioden in Funktion der Richtung dargestellt und in den Tabellen 2.3 bis 2.10 zusammengefasst. In den Bildern 2.21 und 2.22 sind hingegen die spektralen Ordinaten in Funktion der Periode dargestellt. Bild 2.21 zeigt pro Messstation Antwortspektren der Spektralen Beschleunigung S_a . In jedem Diagramm sind grundsätzlich drei unterschiedliche Kurven dargestellt: i) Die Kurve "Normspektren" zeigt das elastische Antwortspektrum nach Norm ausgewertet für die Baugrundklasse, zu welcher die jeweilige Messstation gehört. In jedem Diagramm sind in der Regel zwei solcher Kurven zu sehen, eine wurde mit $a_{gd} = 0.16g$ und eine mit $a_{gd} = 0.25g$ berechnet. ii) Die Kurve "Maximum" verbindet die Punkte, die bei jeder Periode der grössten spektralen Beschleunigung $\max[S_{a,\theta}(T)]$ unter den betrachteten 38 unterschiedlichen Richtungen entsprechen. iii) Die Kurve "Mittelwert" verbindet die Punkte, die bei jeder Periode dem Mittelwert der spektralen Beschleunigung in den betrachteten 38 unterschiedlichen Richtungen entsprechen. Der Mittelwert ist anhand von Gleichung (2.7) berechnet und der Bereich, der plus/minus einer Standardabweichung entspricht, ist grau schattiert. Bild 2.22 ist ähnlich wie Bild 2.21 aufgebaut, wobei anstatt Antwortspektren

Seismologische Aspekte

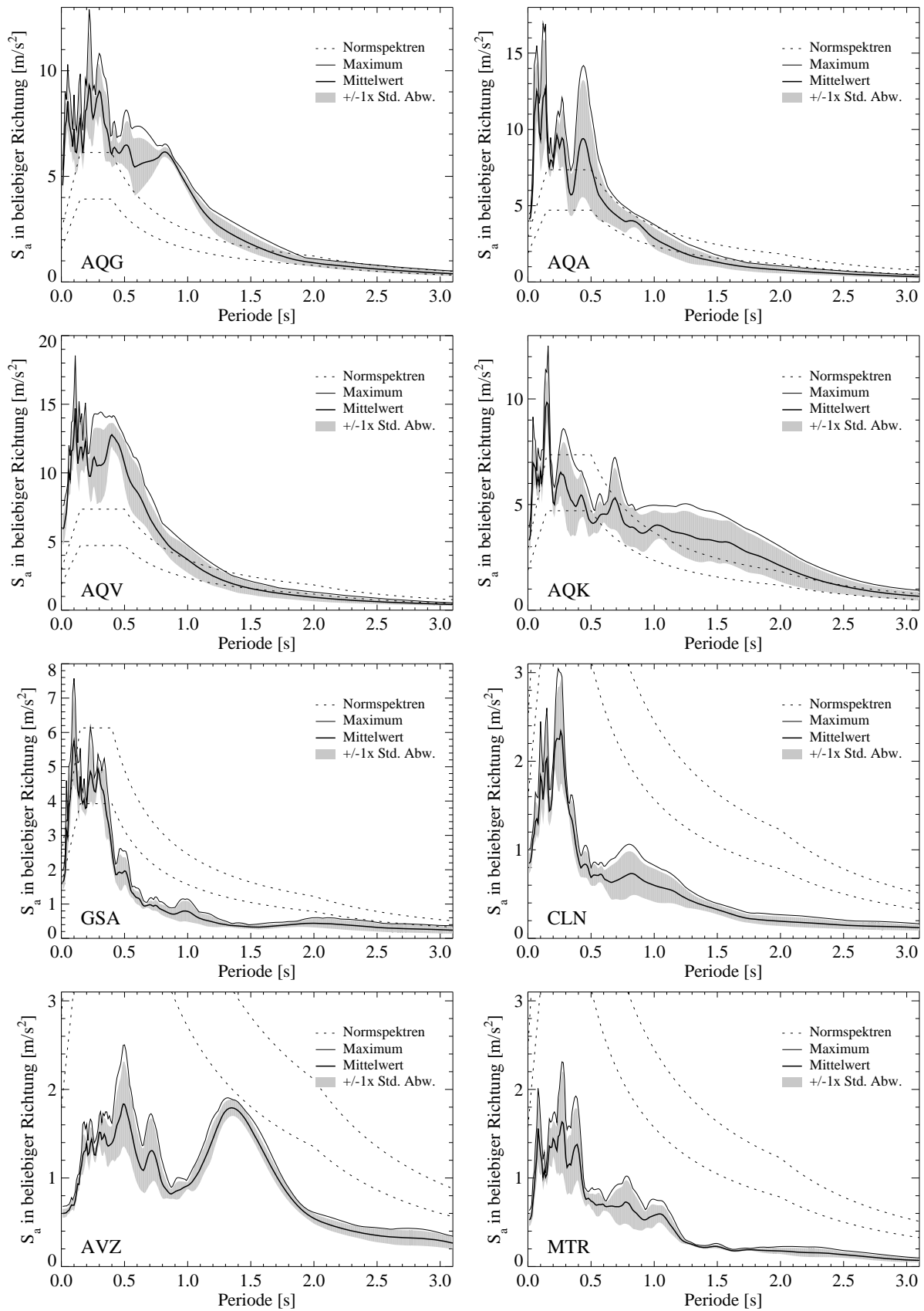


Bild 2.21: Antwortspektren der Beschleunigung S_a . Pro Periode wird die Spektrale Beschleunigung S_a in aller 38 unterschiedlichen Richtungen berücksichtigt

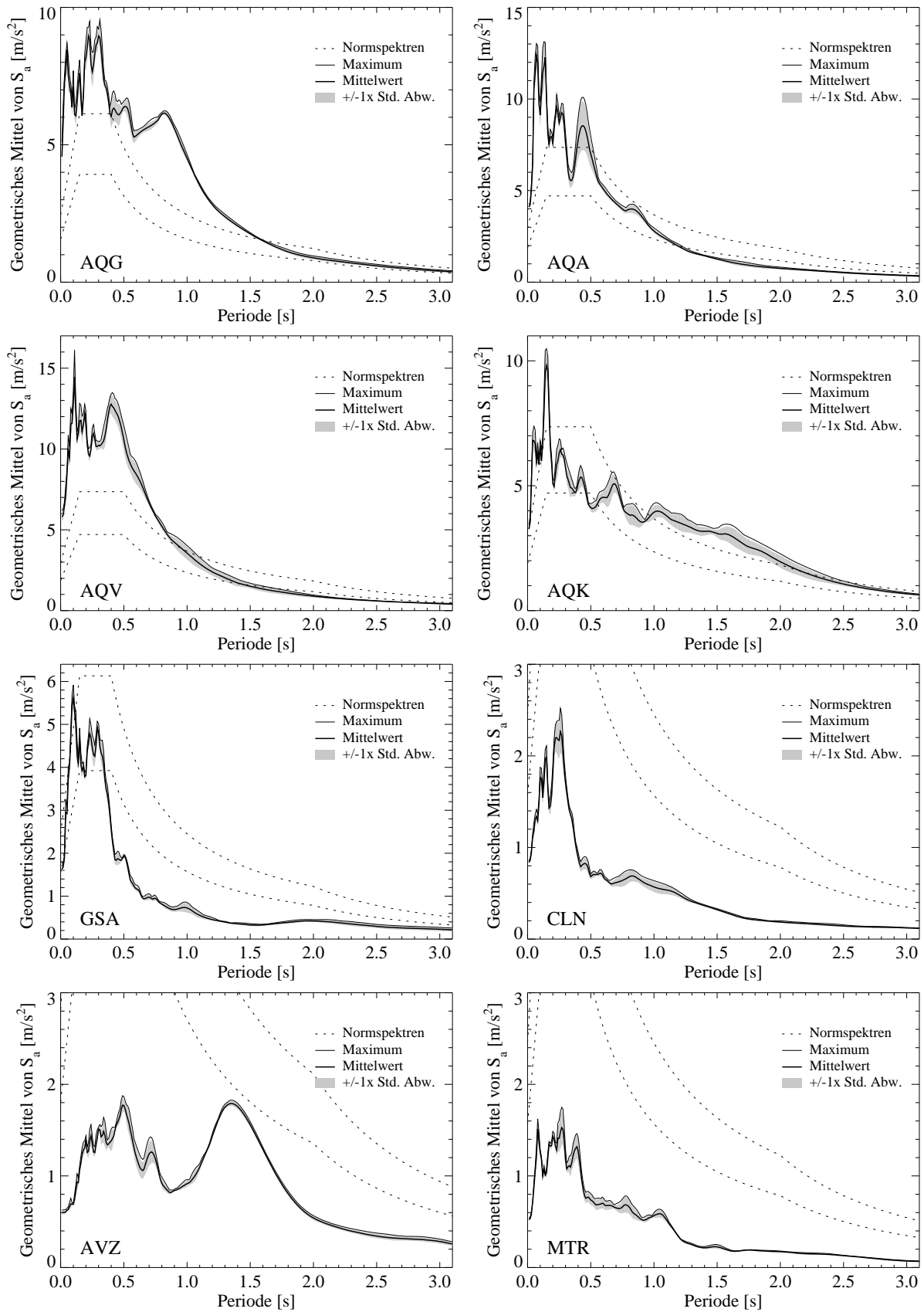


Bild 2.22: Antwortspektren des geometrischen Mittels der spektralen Beschleunigung S_a . Pro Periode werden die geometrische Mittel aller 38 unterschiedlichen Richtungen berücksichtigt

der Spektralen Beschleunigung S_a , Antwortspektren des geometrischen Mittels von S_a dargestellt werden.

$$\overline{S_{ax}}(T) = \sum_{i=1}^n \frac{S_{ax,\theta}(T)}{n} \quad (2.7)$$

Aus allen gewonnenen Daten bezüglich Ordinaten von Komponenten der Bodenbeschleunigung in beliebiger Richtung können folgende Bemerkungen hergeleitet werden:

- Die Richtung der grössten spektralen Beschleunigung variiert mit der Periode.
- Auch in Fällen, in denen die grösste maximale Bodenbeschleunigung eine sehr ausgeprägte Richtung aufweist (z. B. Messstationen AQV, AQK und GSA im Bild 2.12), wird diese Richtung bei den Spektren nicht unbedingt bestätigt, d. h. in Abhängigkeit der Periode können die grössten spektralen Beschleunigungen eine völlig andere Richtung aufweisen. Ein Beispiel dazu ist die Station GSA: Die grösste maximale Bodenbeschleunigung wurde etwa senkrecht zur Verwerfung gemessen ("FN", siehe Bild 2.12), während bei Perioden ab 0.5 s senkrecht zur Verwerfung die kleinste spektralen Beschleunigungen zu beobachten sind (siehe Bild 2.17).
- Die Variabilität der spektralen Beschleunigung in Funktion der Richtung ist grösser als die Variabilität dessen geometrischen Mittels. In den Bildern 2.13 bis 2.20 ist diese Tatsache daraus ersichtlich, dass die Kurven "Geometrisches Mittel" kreisförmiger sind als die Kurven "Spektrale Beschleunigung". Eine weitere Folge daraus ist die geringere Ausdehnung der grauen Schattierung in Bild 2.22 als in Bild 2.21. In Bild 2.22 variiert der grösste Variationskoeffizient (d. h. die Standardabweichung dividiert durch den Mittelwert) über allen Perioden zwischen 9.8% (AQG) und 16.7% (GSA). In Bild 2.21 liegt der grösste Variationskoeffizient über allen Perioden wesentlich höher: Er variiert zwischen 27.6% (AQG) und 42.8% (GSA).
- Die Variabilität der spektralen Beschleunigung in Funktion der Periode ist grösser als die Variabilität deren geometrischen Mittel. Diese Tatsache ist ersichtlich, wenn die Verläufe der Antwortspektren – vor allem bis Perioden von etwa 0.5 s – in den zugehörigen Diagrammen der Bilder 2.21 und 2.22 verglichen werden.
- In Anbetracht, dass die grössten spektralen Beschleunigungen nicht immer in den Haupthimmelsrichtungen NS und WO auftreten, überschreiten die Antwortspektren von Bild 2.21 (Kurve "Maximum") die Normspektren noch ausgeprägter als es im Bild 2.10 der Fall war.
- Bei den acht analysierten Messstationen und über allen betrachteten Perioden übersteigt der Median der Spektrale Beschleunigung den Median des geometrischen Mittels um einen Faktor, der zwischen 1.05 ± 0.04 (AVZ) und 1.11 ± 0.06 (AQK) variiert.
- Bei den acht analysierten Messstationen und über allen betrachteten Perioden übersteigt die grösste Spektrale Beschleunigung den Median des geometrischen Mittels um einen Faktor, der zwischen 1.22 ± 0.09 (AVZ) und 1.45 ± 0.11 (AQG) variiert.
- In Anbetracht, dass im Rahmen von Gefährdungsstudien, auf welchen Normspektren beruhen, eher mit geometrischen Mitteln anstatt mit Maximalwerten gearbeitet wird, sind die oben stehenden Punkte ein klarer Hinweis, dass gegebenenfalls die Normspektren bereits bei einem verhältnismässig schwachen Erdbeben überschritten werden können. Zu diesem Thema siehe auch die ausführlichere Diskussion in Abschnitt 2.3.6.

2.3.6 Zur Überschreitung der Normspektren

Im Abschnitt 2.3.4 wurde beobachtet, dass die Antwortspektren bei den Standorten AQA, AQG, AQB und AQC über grössere Periodenbereiche die elastischen Antwortspektren für die Bemessung von Tragwerken (Normspektren) in der Schweizer Erdbebenzone 3b ($a_g = 0.16g$, siehe [SIA03]) und sogar auch in der Italienischen Erdbebenzone 2 ($a_g = 0.25g$, siehe [GU03]) überschreiten. Die gleiche Bemerkung gilt ebenfalls – aber mit kleinen Überschreitungen – wenn anstatt den Antwortspektren der Komponenten der Bewegung in den Haupthimmelsrichtungen, das geometrische Mittel der Antwortspektren für beliebig rotierten Richtungen betrachtet werden (siehe Abschnitt 2.3.5).

Auf den ersten Blick ist diese Beobachtung sehr seltsam und unerwartet in Anbetracht, dass im Wallis (Zone 3b) ein Erdbeben der Magnitude $M_w = 6.3$ wie dasjenige vom 6. April in L’Aquila etwa alle 100 Jahre vorkommt (siehe Abschnitt 2.2) und, dass in der Provinz von L’Aquila und dessen Umgebungen dies noch öfters der Fall ist. Man würde deshalb nicht erwarten, dass Normspektren, die eine Gefährdung entsprechend einer Wiederkehrperiode $T_w = 475$ Jahre abbilden – wie bei beiden Normen der Fall – so deutlich überschritten werden.

Es stellen sich nun zwei grundsätzliche Fragen:

- 1) Wie ist diese deutliche Überschreitung zu erklären?
- 2) Könnte eine solche Überschreitung auch bei einem Erdbeben in der Schweiz vorkommen?

Zur Frage 1: Die deutliche Überschreitung der Normspektren ist einerseits auf die sehr geringe Epizentraldistanz der vier Standorte und andererseits auf die Prozedur wie Normspektren bestimmt werden zurückzuführen [Fäh09].

Probabilistische seismische Gefährdungsanalyse

Heutzutage werden die elastischen Antwortspektren der meisten modernen Normen anhand einer so genannten probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse festgelegt (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA). Das Prinzip der PSHA ist im Bild 2.9 schematisch dargestellt und kann wie folgt zusammengefasst werden (aus [Kra96], vereinfacht):

- 1) Schritt 1: “Erdbebenstandort”
Identifizierung und Charakterisierung der möglichen seismischen Quellen. Es wird dabei in der Regel zwischen punktförmigen (“Source 3” im Bild 2.9, z. B. ein Vulkan), linienförmigen (“Source 1”, z. B. eine bekannte Verwerfung) oder flächenförmigen (“Source 2”) Quellen unterschieden. Pro Quelle wird dann die Wahrscheinlichkeitsverteilung der potentiellen Lage der Bruchzonen festgelegt; in der Regel wird eine gleichmässige Verteilung angenommen. Schliesslich wird die Wahrscheinlichkeitsverteilung $f_R(r)$ der Distanz R zwischen Standort und Ort der Bruchfläche bestimmt.
- 2) Schritt 2: “Erdbebenstärke”
Festlegung der Beziehung, die darstellt, wie oft ein Erdbeben bestimmter Stärke (Magnitude) innerhalb einer seismischen Quelle generiert wird.
- 3) Schritt 3: “Bodenbewegungsvorhersage”
Wahl der Bodenbewegungsgrösse Y , die am Standort infolge eines Erdbebens jeder möglichen Stärke, an jedem möglichen Ort innerhalb aller seismischen Zonen erwartet werden kann. Die Bodenbewegungsgrösse Y kann z. B. die maximale Bodenbeschleunigung $a_{g,max}$, die spektrale Beschleunigung $S_a(T_1, \zeta)$ bei einer gegebenen Periode T_1 , u.s.w., sein. Die Bodenbewegungsvorhersage erfolgt in der Regel anhand von so genannten Abminderungsfunktionen der Bodenbewegungsgrössen

(“Attenuation relationships”, in der Literatur auch “Ground Motion Prediction Equations”, GMPE genannt).

4) Schritt 4: “Gefährdungsberechnung”

Die Unsicherheiten bezüglich “Erdbebenstandort”, “Erdbebenstärke” und “Bodenbewegungsvorhersage” werden kombiniert, um die Wahrscheinlichkeit $P[Y > y^*]$ zu erhalten, dass die Bodenbewegungsgrösse Y während einer bestimmten Zeitperiode überschritten wird.

Im Zusammenhang mit der tatsächlichen Durchführung einer PSHA ist es wichtig zu bemerken, dass an vielen Orten die Informationen fehlen, um genaue punktförmige oder linienförmige seismische Quellen zu definieren. Aus diesem Grund werden oft flächenförmige seismische Quellen angenommen, wobei sich der untersuchte Standort i. d. R. innerhalb einer dieser Quellen befindet. Bei flächenförmigen Quellen tendiert $f_R(r)$ zu Null für kleine Distanzen R (siehe “Step 1” im Bild 2.9), auch wenn der Standort innerhalb der seismischen Quelle liegt. Unter Annahme einer gleichmässigen Wahrscheinlichkeitsverteilung der potentiellen Orte der Bruchzonen folgt, dass die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Erdbebens sehr nahe am betrachteten Standort wesentlich kleiner ist, als die Auftretenswahrscheinlichkeit des gleichen Erdbebens in einer grösseren Distanz. Aus diesem Grund ist die probabilistische Gefährdung an einem Standort für eine bestimmte Wiederkehrperiode T_{w1} typischerweise durch Erdbeben massgeblich beeinflusst, die innerhalb der flächenförmigen seismischen Quelle, in der der Standort sich befindet, eine wesentlich kleinere Wiederkehrperiode als T_{w1} aufweisen.

Zusätzlich dazu gibt es auch weitere Gründe, die die Überschreitung der Normspektren erklären kann:

- Ausser unterschiedlichen Baugrundklassen, berücksichtigen probabilistisch ermittelte Normspektren in der Regel keine lokalen Standorteffekte, die hingegen die spektrale Ordinate von gemessenen Zeitverläufen stark amplifizieren können. Dies ist zum Beispiel beim Standort AQQ im Periodenbereich $1.5 \text{ s} < T < 2.5 \text{ s}$ der Fall gewesen.
- Im Rahmen einer PSHA werden viele Annahmen getroffen (siehe Schritte 1 bis 3 im Bild 2.9), die zum Teil mit grossen Unsicherheiten behaftet sind. Aus diesem Grund ist auch die damit ermittelte Gefährdung am Standort mit Unsicherheiten behaftet, was auch zu grossen Unterschieden zwischen Normspektren und Antwortspektren von gemessenen Zeitverläufen führen kann.
- Normspektren sind geglättete Spektren, die für eine gegebene Gefährdung die erwartete Bodenbewegung über sehr viele Erdbeben statistisch betrachtet darstellen. D. h. geglättete Spektren “stimmen im Mittel”, wenn aber einzelne Zeitverläufe betrachtet werden, können über unterschiedliche Periodenbereiche sowohl Überschreitungen als auch Unterschreitungen beobachtet werden.

Die Situation in der Schweiz

Die neueste Schätzung der seismischen Gefährdung in der Schweiz wurde ebenfalls anhand einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (PSHA) durchgeführt. Die genaue Prozedur sowie die entsprechenden Ergebnisse sind in [Gia+04] ausführlich präsentiert.

Die oben erwähnte Problematik im Bezug auf die PSHA kann anhand der Bestimmung der Gefährdung der Stadt Sion in [Gia+04] anschaulich dargestellt werden. Vereinfachend gesagt, befindet sich Sion in der flächenförmigen seismischen Quelle “Valais_S (d. h. Wallis-Rhonetal, siehe Bild 16 von [Gia+04]”, wo in den letzten 500 Jahren ein Erdbeben der Magnitude $M_w \geq 6$ eine Wiederkehrperiode von etwa 100 Jahren zeigte (siehe Abschnitt 2.2). Gemäss [Gia+04] (siehe Bild 35) sind aber für die Gefährdung, die einer Wiederkehrperiode Periode von 475 Jahren entspricht (d. h. die Wiederkehrperiode, die der Normspektren entspricht), Erdbeben der Magnitude 5 massgebend. Sollte aus diesem Grund tatsächlich ein Erdbeben der Magnitude $M_w = 6$ in der unmittelbaren Nähe von Sion stattfinden, könnten auch in Sion grössere spektrale Ordinaten als im Normspektrum auftreten.

Dieses anschauliche Beispiel sowie die kurze Diskussion zur PSHA vom vorherigem Abschnitt zeigen, dass auch in der Schweiz, nahe am Epizentrum eines Erdbebens, das für eine seismische Zone eine Wiederkehrperiode von sogar nur 100 Jahren aufweist, grössere spektrale Ordinaten gegenüber den Normspektren ($T_w = 475$ Jahre) durchaus zu erwarten sind. Dies beantwortet nun Frage 2.

Fazit

Die Überschreitung der Normspektren auch bei einem Erdbeben, das auf regionaler Ebene eine wesentlich kleinere Wiederkehrperiode im Vergleich zum Bemessungsbeben nach Norm aufweist, ist nahe des Epizentrums keine Seltenheit. 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 Erdbebenanregung im Vergleich zur angenommenen Einwirkung gut umgehen können. Solche Tragwerke sollen robust sein und ein stabiles duktilen Verformungsverhalten aufweisen, das sich verlässlich vorhersagen lässt.

3 Vergleich der Bausubstanz im Wallis und in L'Aquila

Xavier Mittaz

3.1 Einleitung

Das Wallis und die Region von L'Aquila zeigen grosse Ähnlichkeiten sowohl bezüglich der geologischen Lage (Alluvialebene in einer Berglandschaft) als auch bezüglich eines bedeutenden Teils der Bausubstanz. Aus diesem Grund ist davon auszugehen, dass die beobachteten bzw. potentiellen Erdbebenschäden beider Gebiete ebenfalls viele Ähnlichkeiten aufweisen. Die Bilder 3.1 bis 3.6 zeigen typische Schäden, die während des Erdbebens von L'Aquila am 6. April 2009 und der zwei letzten grossen Walliser Beben – das $M_w = 6.4$ Erdbeben von Visp in 1855 und das $M_w = 6.1$ Erdbeben von Sierre in 1946 – entstanden sind.



Bild 3.1: Eingestürzte Decke der Kirche Santa Maria di Collemaggio in L'Aquila (Web)



Bild 3.2: Eingestürzte Decke der Kirche von Chippis beim Erdbeben von 1946 (Keystone)



Bild 3.3: Schäden an einem Mauerwerksgebäude östlich der Stadt L'Aquila (XMI_2483_1)



Bild 3.4: Schäden an einem Mauerwerksgebäude von Visp infolge des Erdbebens von 1855 (CREALP)

Vergleich der Bausubstanz im Wallis und in L'Aquila



Bild 3.5: Schäden an einem Gebäude von L'Aquila aus Bruchsteinmauerwerk mit Erdgeschoss aus behauenen Natursteinblöcken (Web)



Bild 3.6: Schäden an einem Gebäude von Visp aus Bruchsteinmauerwerk mit Eckpfeilern aus behauenen Natursteinblöcken infolge des Erdbebens von 1855 (CREALP)

3.2 Alte Mauerwerksgebäude

3.2.1 Paläste mit Blocksteinmauerwerk

Im Wallis sind viele ältere Gebäude gänzlich oder teilweise aus Blocksteinmauerwerk zu finden. Es handelt sich um eher grössere Gebäude in den historischen Vierteln der grösseren Walliser Städte wie Sion und Sierre, welche sich in der Rohne-Ebene befinden. Solche Gebäude zeigen grosse Ähnlichkeiten mit den Palästen von L'Aquila, wie zum Beispiel aus den Bildern 3.7 bis 3.14 zu entnehmen ist.



Bild 3.7: Universitätsgebäude in L'Aquila (AD0460)



Bild 3.8: Regierungsgebäude in Sion (XMI)

Alte Mauerwerksgebäude



Bild 3.9: Historisches Stadtzentrum von L'Aquila (AD0448)



Bild 3.10: Historisches Stadtzentrum von Sion (XMI)



Bild 3.11: Historisches Stadtzentrum von L'Aquila (AD0462)



Bild 3.12: Historisches Stadtzentrum von Sion (XMI)



Bild 3.13: Historisches Bauwerk mit Säulen im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0576)



Bild 3.14: Historisches Bauwerk mit Säulen in Sion (XMI)

3.2.2 Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk

In den historischen Vierteln der Walliser Städte sowie in den Walliser Dörfern besteht ein bedeutender Teil der Bausubstanz aus eher kleineren, zwei- bis dreistöckigen Bauwerken, die aus Bruchsteinmauerwerk gebaut sind. Wie die Bilder 3.15 bis 3.18 zeigen, waren solche Gebäude auch in den Gebieten rund um L'Aquila sehr oft zu finden.



Bild 3.15: Typische Gebäude von Onna, die ein sehr unterschiedliches Erdbebenverhalten hatten (AD0013)



Bild 3.16: Gässlein im Zentrum eines typischen Walliser Dorfes in der Rohne-Ebene (Bramois, Bild: XMI)



Bild 3.17: Ländliches Haus in Casentino, Umland von L'Aquila (XMI_2560)



Bild 3.18: Typisches ländliches Haus in Chalais, Wallis (XMI)

3.3 Stahlbetontragwerke

3.3.1 Brücken

Bezüglich der Konstruktionsweise von Brücken gibt es zwischen der Schweiz und Italien allgemein sehr grosse Unterschiede. Während in Italien am häufigsten vorgefertigte Träger mit zahlreichen Dehnungsfugen zur Anwendung kommen, werden in der Schweiz Ortsbetonlösungen mit durchlaufendem Überbau bevorzugt.



Bild 3.19: Viadukt San Sisto der Roma-Pescara Autobahn in L'Aquila mit vorgefertigten Einfeldträgern gebaut (KB0848)



Bild 3.20: Viadukt Iles Falcon in Sierre als vorgespannter Durchlaufträger im Taktchiebeverfahren hergestellt (XMI)

3.3.2 Industrieanlagen

Abgesehen von den grossen Chemie- (Lonza, Novartis) und Aluminium-Konzernen (Alcan-Novelis) besteht die Walliser Industrie vor allem aus kleinen bis mittleren Unternehmungen (KMUs). Aus diesem Grund gibt es im Wallis sehr viele Industriehallen. Die meisten davon sind Stahlhallen, es gibt aber auch Hallen, die aus Stahlbeton gebaut sind, ähnlich der Hallen, die in der Region L'Aquila zu finden sind (siehe Bilder 3.21 bis 3.24)



Bild 3.21: Vorgefertigte Stahlbetonhalle im Industriegebiet von Bazzano (XMI_2457_1)



Bild 3.22: Industriehalle in Chalais, Wallis (XMI)

Vergleich der Bausubstanz im Wallis und in L'Aquila



Bild 3.23: Vorfabrizierte Stahlbetonhalle im Industriegebiet von Bazzano (FBR_P1000304)



Bild 3.24: Industriehalle in Grône, Wallis (XMI)

3.3.3 Wohnbauten

Die Bauweise, die bei Wohnbauten in den beiden Gebieten zur Anwendung kommt, ist im Allgemeinen unterschiedlich. Während im Wallis Tragwerke mit Wänden, seien sie aus Stahlbeton oder Mauerwerk, bevorzugt werden, ist die Mehrheit der moderneren Wohnbauten in L'Aquila als Stahlbetonrahmen mit nichttragenden Mauerwerksausfachungen ausgebildet. Es ist aber dabei zu bemerken, dass in L'Aquila auch einige wenige Stahlbetontragwandgebäuden gefunden wurden, die den typischen Schweizer Gebäuden sehr ähnlich sahen und beim Erdbeben grosse Schäden erlitten haben (siehe Abschnitt 5.2).

Zwischen L'Aquila und dem Wallis finden sich weiterhin gewisse Ähnlichkeiten hinsichtlich der Ausbildung der Erdgeschosse. An beiden Orten werden oft sehr offene Räumlichkeiten vorgesehen, um eine optimale Nutzung als Ladenlokale oder Abstellplätze für Fahrzeuge zu gewährleisten. Es entstehen somit Tragwerke, die wegen potentieller "soft-storey"-Effekten eine grosse Verletzbarkeit aufweisen. Einige davon haben sich während des Erdbebens relativ gut verhalten mit nur beschränkten Schäden an den Mauerwerksausfachungen (siehe Bilder 3.25, 3.27 und 3.29) während andere eingestürzt sind (siehe Abschnitt 5.1.1).



Bild 3.25: Stahlbetonrahmengebäude in L'Aquila mit offenem Erdgeschoss (XMI_2573_1)



Bild 3.26: Wohnbau in Sion mit offenem Erdgeschoss als Stahlbetonrahmen ausgebildet (XMI)



Bild 3.27: Wohnbau im Stadtzentrum von L'Aquila (XMI_2570_1)



Bild 3.28: Wohnbau im Stadtzentrum von Sion mit soft-storey Gefährdung (XMI)



Bild 3.29: Wohnbau nord-westlich des Stadtzentrums von L'Aquila (AD0225, siehe Abschnitt 5.1.1)



Bild 3.30: Wohnbau in einem Walliser Dorf mit soft-storey Gefährdung (XMI)

3.4 Kulturgüter – Kirchen

Im Wallis wie in den Abruzzen finden sich typischerweise mehrere Kirchen in jeder Stadt und in jedem Dorf. Ein Grossteil der Bauwerke hat eine ähnliche Geometrie, charakterisiert durch eine markante Giebelwand. Diese weist eine hohe seismische Verletzbarkeit auf, wie die Schadensbilder in den Abruzzen bestätigt haben (siehe zum Beispiel die Kirche von Casentino im Bild 3.31).



Bild 3.31: Kirche von Casentino (XMI_2563_1)



Bild 3.32: Kirche von Grimisuat in der Hanglage von Sion (XMI)



Bild 3.33: Kirche Santa Maria Paganica im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0422)



Bild 3.34: Kirche von Velère in Sion (XMI)

3.5 Schlussfolgerungen

In diesem Kapitel wurde versucht, Ähnlichkeiten und Unterschiede zwischen der typischen Bausubstanz im Wallis und in den Abruzzen darzustellen. Die grössten Ähnlichkeiten bestehen vor allem bei den alten Mauerwerksbauten, wie Kirchen, Paläste und Ein- bzw. Mehrfamilienhäuser. Dabei ist die Bauweise ziemlich ähnlich, weil zum Teil im Wallis das dafür notwendige Können aus Italien importiert wurde. Tatsächlich war das Wallis, vor allem infolge seiner geographische Lage als Grenzgebiet, seit jeher ein beliebtes Einwanderungsgebiet für Leute aus Italien, darunter Baumeister und Bauarbeiter, die zur Errichtung vieler Bauten im Kanton beigetragen haben.

Die Gebäude der Nachkriegszeit (1950-1970) sind in beiden Gebieten ähnlich bezüglich Geometrie aber nicht unbedingt bezüglich des Tragwerks. Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung sind im Wallis sehr selten, wo Tragwände entweder aus Stahlbeton oder Mauerwerk bevorzugt werden. Allerdings sind, wie in Italien, viele dieser Tragwerke durch ein "weiches" Erdgeschoss charakterisiert und haben damit eine erhöhte Gefährdung infolge "soft-storey"-Effekte. Diese Situation ergibt sich, weil die Tragwände der oberen Geschosse im Erdgeschoss durch Stützen ersetzt werden.

Seit den achtziger Jahren werden Walliser Gebäude vor allem mit Stahlbetontragwänden gebaut – während in Italien Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung immer noch am häufigsten vorkommen. Trotzdem sind manche Gebäude wegen weicher Erdgeschosse immer noch recht verletzlich.

Die Industriehallen im Wallis werden vor allem als Stahlhallen ausgebildet während in Italien vor allem vorfabrizierten Stahlbetonlösungen vorkommen. Auch in Bezug auf Brücken sind die grossen vorhandenen Unterschiede eine Folge der verbreiteten Anwendung der Vorfabrikation in Italien.

Schlussendlich, und wie bereits erwähnt, bestehen die grössten Ähnlichkeiten bei den älteren Mauerwerksgebäuden. Im Wallis stellen diese einen wichtigen Teil der bebauten Umwelt dar, der sich bis heute im Erdbebenfall eigentlich recht gut verhalten hat. Es ist allerdings zu bemerken, dass zur Zeit des letzten grossen Erdbebens von 1946, in der Region Sion-Sierre keines dieser Gebäude umgebaut gewesen war. Später wurde dies sehr oft getan, um zum Beispiel kommerzielle Flächen im Erdgeschoss zu erhalten. Man kann heute deshalb davon ausgehen, dass viele ältere Bauwerke vor allem in den Stadtzentren somit sehr geschwächt worden sind.

4 Schäden an Mauerwerksstrukturen

Katrin Beyer, Alessandro Dazio

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 je ein Abschnitt dieses Kapitels den drei verschiedenen Mauerwerksbauten gewidmet.

4.1 Alte Mauerwerksgebäude aus Bruchsteinmauerwerk

4.1.1 Typisches Mauerwerksgebäude aus Bruchsteinmauerwerk

Typische Wohnhäuser aus Bruchsteinmauerwerk haben neben dem Erdgeschoss ein oder zwei Obergeschosse. Bild 4.1 und Bild 4.2 zeigen zwei dieser Bruchsteinmauerwerksgebäude. Das Gebäude im Bild 4.1 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 Wohnpalast im Bild 4.2 anders: Hier sind die Eckpfeiler aus behauenen Steinen hergestellt. Die Decken dieser Häuser sind typischerweise Holzdecken und das Dach ein Ziegel bedecktes Holzsparrendach (siehe z.B. Bilder 4.9 bis 4.11). Einige Bruchsteinmauerwerksgebäude hatten jedoch auch die in Italien sehr häufig verwendete Deckenstruktur aus vorfabrizierten Betonträgern, eingelegten Ziegelsteinen und Bewehrungskörben und einer Ortsbetonüberdeckung (Solai in latero-cemento, wird in der Folge als SLC-Deckensystem bezeichnet). Da dieses Deckensystem in Italien das vorherrschende ist, wird es im Folgenden genauer beschrieben. Ein ähnliches System, das Hourdis-Deckensystem, ist auch in der Schweiz zu finden.



Bild 4.1: Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk am Bahnhofplatz in L'Aquila (KB0739)



Bild 4.2: Palast aus Bruchsteinmauerwerk mit Eckpfeilern aus behauenen Steinen im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0460)

Schäden an Mauerwerksstrukturen

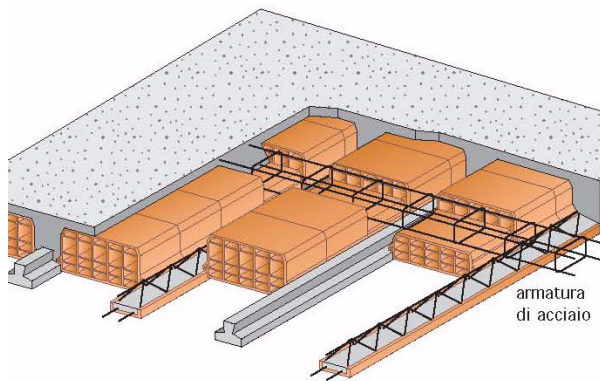


Bild 4.3: In Italien häufig verwendetes Deckensystem aus vorfabrizierten kleinen bewehrten Betonbalken, Ziegeln, Bewehrungskörben und Ortbetonüberdeckung [Bac09] (Solaio in latero-cemento, wird im Bericht als SLC-Deckensystem bezeichnet)



Bild 4.4: SLC-Deckensystem in einem praktisch unbeschädigten, nie in Betrieb genommenen Parkhaus im Rohbau in L'Aquila (KB0702)



Bild 4.5: SLC-Deckensystem in einem eingestürzten Stahlbetonrahmengebäude in L'Aquila (AD0317)



Bild 4.6: SLC-Deckensystem in einem eingestürzten Bruchsteinmauerwerksgebäude in Onna (AD0016)

Bild 4.3 zeigt eine schematische Zeichnung des SLC-Deckensystems mit seinen wesentlichen Komponenten. Dass dieses Deckensystem sowohl in alten als auch neuen Gebäuden Anwendung findet, zeigen die nächsten drei Abbildungen: Bei einem nie in Betrieb genommenen Parkhaus in L'Aquila, bei dem der Rohbau fast abgeschlossen wurde, wurde ein Grossteil der Parkflächen mit diesem Deckensystem gefertigt (Bild 4.4). Die gesamte Struktur blieb während des Erdbebens praktisch unbeschädigt. Lediglich an einzelnen Stellen sind ein paar der Deckenziegel herausgefallen. In einem eingestürzten Stahlbetonrahmengebäude waren sowohl die Decke zwischen EG und 1.OG als auch das Dach aus diesem SLC-Deckensystem gefertigt (Bild 4.5). Auch in Bruchsteinmauerwerksgebäuden fand dieses Deckensystem Anwendung (Bild 4.6). Ob diese Decken nachträglich eingebaut wurden, um alte Holzdecken zu ersetzen oder ob sie von Anfang an Teil der Tragstruktur waren, ist nicht bekannt. In letzterem Fall ist es vermutlich sehr schwer, eine gute Verbindung zu den Wänden herzustellen. Es ist daher möglich, dass die Decke nicht wirklich als Zuelement wirken und damit auch nicht die Integrität des Gebäudes sicherstellen kann. Im ungünstigsten Fall kann es 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.

4.1.2 Bruchsteinmauerwerksgebäude ohne Zugelemente

Das Verhalten von Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurde massgeblich davon beeinflusst, ob gut verankerte Zugelemente vorhanden waren. Die Verletzlichkeit 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 Bildern 4.1, 4.2 und 4.7 bis 4.10 dargestellt. Das Gebäude im Bild 4.1 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 den Bildern 4.7 und 4.8 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 zurückhalten müsste. Werden anstatt Bruchsteinmauerwerk behauene Steine für die Eckpfeiler verwendet (Bild 4.2), wird das Verhalten verbessert. Mauerwerk aus behauenen Steinen hat grössere Festigkeiten, da die 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 (Bild 4.2).



Bild 4.7: Wohnpalast im Stadtzentrum von L'Aquila mit Versagensmechanismus aus der Ebene (AD0944)

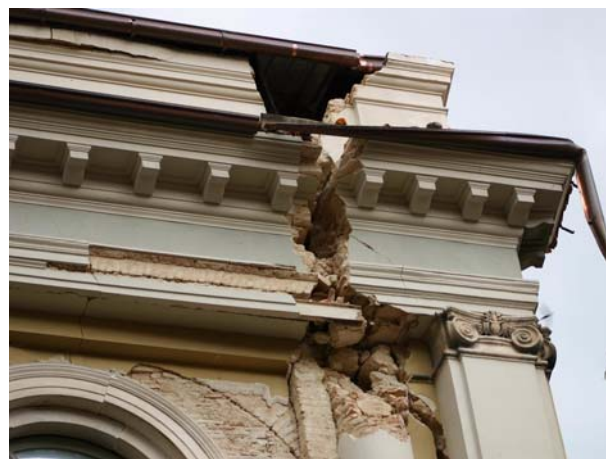


Bild 4.8: Nahaufnahme der versagten Gebäudeecke im Bild 4.7 (AD0577)

Die ausserordentlich hohe Verletzlichkeit von Bruchsteinmauerwerksgebäuden ohne Zugelemente im Vergleich zu anderen Bauweisen belegen Bilder 4.9 und 4.10: 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 genommen hat. Im Bild 4.9 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



Bild 4.9: Eingestürztes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem zwar beschädigten, aber stehengebliebenem Wohnhaus aus Betonsteinen (AD0342)



Bild 4.10: Schwer beschädigtes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem praktisch unbeschädigtem Gebäude aus Stahlbetonrahmen und Mauerwerksausfachung (AD0273)

sein. An das stark beschädigtem Bruchsteinmauerwerksgebäude, das im Bild 4.10 gezeigt ist, ist ein modernes Stahlbetonrahmengebäude angebaut. Soweit erkennbar ist das Stahlbetonrahmengebäude – abgesehen von kleinen Schäden an einem Fenstersturz – unbeschädigt geblieben. Das Bruchsteinmauerwerksgebäude im Bild 4.10 wurde während der Erkundungsmission am 18. April 2009 abgerissen.

4.1.3 Bruchsteinmauerwerksgebäude mit Zugelementen

In vielen Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurden Zugelemente entweder von Anfang an oder nachträglich eingebaut. Ein Beispiel für ein Bruchsteinmauerwerksgebäude mit Zugelementen ist das Gebäude im Bild 4.11.



Bild 4.11: Gebäude in Onna aus Bruchsteinmauerwerk mit Holzbalkendecke und Zugelementen aus Stahl (AD0029)



Bild 4.12: Gebäude im Bild 4.11: Zugbänder innerhalb von Mauersteinelementen auf Höhe der zweiten Geschossdecke (KB0687)

Die Vorderwand des Gebäudes hat zwar aus der Ebene versagt, aber die Tragstruktur an sich ist 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 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 ver-



Bild 4.13: Saniertes Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0477)



Bild 4.14: Glockenturm mit Zugstangen im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0483)

muten. 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 Rändern 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 im Bild 4.11 war die Wand vermutlich nicht auf der Höhe der ersten Geschossdecke gehalten und hat deshalb aus der Ebene versagt.

Die Effektivität von Zugelementen zeigt auch das gelbliche, neulich restaurierte Gebäude im Bild 4.13: Das Gebäude hat keine von aussen erkennbare Schäden. Der Glockenturm im Bild 4.14 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 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 Bilder 4.15 und 4.16).



Bild 4.15: Chiesa parrocchiale in Paganica (FBR_P1000283)



Bild 4.16: Chiesa parrocchiale in Paganica: Verankerungen von Zugstangen und Verstärkung der Ecken (FBR_P1000287)

4.1.4 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. Beispiele dafür sind die in den Bildern 4.17 und 4.18 gezeigten Gebäude.



Bild 4.17: Gebäude im Bild 4.11: Gewölbestruktur im EG und Zugelement vor der Holzbalckendecke zwischen EG und 1. OG (KB0686)



Bild 4.18: Stabil gebliebene Bogenstruktur in einem Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L'Aquila (AD0465)

4.1.5 Bruchsteinmauerwerksgebäude mit "Ringbalken"

Die Italienische Norm [GU03] schreibt für neue Mauerwerksgebäude "Ringbalken" vor. Ringbalken sind typischerweise 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, da sie auch auf Biegung wirksam sind. Der Einbau vor allem auf Niveau des Daches von Ringbalken aus Stahlbeton, Stahl oder bewehrter Mauerwerk wird ebenfalls als eine Ertüchtigungsmassnahme für alte Mauerwerksgebäude vorgesehen. Wie beispielsweise das Gebäude in den Bildern 4.19 und 4.20 zeigt, scheinen aber solche Ertüchtigungen nur z. T. effektiv und konnten Versagensmechanismen v. a. aus der Ebene nicht immer verhindern. Gründe hierfür mögen zu grosse vertikale Abstände zu in den Mauerwerkswänden gut verankerten Geschossdecken, eine ungenügende Verbindung zum Mauerwerk, eine zu grosse Steifigkeit des Ringbalkens, eine unzureichende Qualität des Mauerwerks oder eine Kombination davon gewesen sein.



Bild 4.19: Gebäude bei dem trotz Ringbalken ein Versagen aus der Ebene aufgetreten ist (AD0558)



Bild 4.20: Nahaufnahme des Ringbalkens des Gebäudes im Bild 4.19 (AD0559)



Bild 4.21: Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk bei dem trotz Ringbalken und steifen Decken Versagen aus der Ebene aufgetreten ist (AD0341)



Bild 4.22: Wohnhaus mit einem Erdgeschoss aus Bruchsteinmauerwerk und einem Obergeschoss aus modernem Ziegelsteinmauerwerk mit Stahlbetondecke und Dach aus dem SLC-Deckensystem (AD0020)

Das Gebäude im Bild 4.21 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 im Bild 4.22 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 der Erdgeschosses zurückzuführen sind, da selbst nach dem Einsturz des Erdgeschosses die "Box" des Obergeschosses in grossen Zügen erhalten geblieben ist.

4.2 Alte Mauerwerksgebäude aus Vollziegeln

Nur eines der während der Erkundungsmission gesehenen Gebäude konnte zweifelsfrei als Mauerwerksgebäude mit Vollziegeln identifiziert werden (Bilder 4.23 und 4.24). 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 den Bildern 4.23 und 4.24 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.



Bild 4.23: Wohnhaus aus altem Ziegelsteinmauerwerk in L'Aquila (AD0060)



Bild 4.24: Nahaufnahme des Mauerwerks (KB0726)

Während der Erkundungen vor Ort wurde das Gebäude von Feuerwehrmännern geräumt und die Bewohner wurden nicht selbst in das Gebäude gelassen, um ihr Hab und Gut herauszuholen, wie es bei weniger beschädigten Gebäuden üblich war. 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 desselben zurückzuführen sein.

4.3 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 (Bilder 4.25 und 4.26) 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 (Bild 4.27); 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.



Bild 4.25: Wohngebäude in Onna aus Mauerwerk mit Betonsteinen (KB0661)



Bild 4.26: Nahaufnahme der versagten Gebäudeecke (KB0663)



Bild 4.27: Wohngebäude in Onna aus Betonsteinmauerwerk (AD0025)



Bild 4.28: Wohngebäude in L'Aquila aus Betonsteinmauerwerk (KB0756)



Bild 4.29: Wohngebäude in L'Aquila aus Betonsteinmauerwerk (AD0145)



Bild 4.30: Nahaufnahme einer beschädigten Wand des Gebäudes im Bild 4.29 (AD0146)



Bild 4.31: Sich noch im Bau befindendes modernes Mauerwerksgebäude mit Stahlbetonelementen in L'Aquila (AD0150, AD0140, AD0141, AD0143)

In einem Wohngebiet nord-westlich des Stadtzentrums von L'Aquila gibt es ein sich noch im Bau befindendes Einfamilienhaus aus Backsteinmauerwerk (Bild 4.31) und zwei bestehende Mehrfamilienhäuser aus Mauerwerk mit Betonsteinen (Bilder 4.28 bis 4.30). Die letzteren sind beide im Erdgeschoss von grossen Rissen durchzogen, aber können sehr wahrscheinlich repariert und wieder bezogen werden.

Das sich im Rohbau befindende Backsteingebäude ist 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 -stüt-

Schäden an Mauerwerksstrukturen

zen; eventuell ist auch das Treppenhaus, das auf der Rückseite des Gebäudes liegt, aus Stahlbeton. Für die Eckpfeiler wurde ein besonderer Steintyp verwendet 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.

5 Schäden an Stahlbetontragwerken

Katrin Beyer, Alessandro Dazio

Der Hauptteil der neueren Gebäude ist als Stahlbetonrahmentragwerk mit Mauerwerksausfachungen konstruiert. Bei den meisten dieser Gebäude blieb die Tragstruktur unbeschädigt, aber auch bei ganz neuen Gebäuden wurden die Fassaden und die Mauerwerksausfachungen zum Teil schwer beschädigt. Bei der Erkundungsmission wurden jedoch auch fünf Stahlbetonrahmengebäude gesehen, die während des Erdbebens ganz oder teilweise eingestürzt sind; bei einigen weiteren war die Tragstruktur beschädigt worden, das Gebäude aber nicht eingestürzt. Stahlbetonwände scheinen in der vom Erdbeben betroffenen Region nur sehr selten zur Anwendung zu kommen. Es konnte lediglich eine Siedlung von Mehrfamilienhäusern ausgemacht werden, in der die Häuser in einer Richtung mit Stahlbetonwänden ausgesteift waren. Fast alle der Wände hatten auf Schub versagt. Im Gegensatz zu diesen Stahlbetonwänden hatten sich die wandartigen Brückenpfeiler aller Brücken, die während der Erkundungsmission besucht wurden, sehr gut verhalten und zeigten keine auf das Erdbeben zurückzuführenden Schäden. Bei einer Brücke hatten die Lager und die Schubnocken versagt, aber der Oberbau und die Brückensützen waren unbeschädigt geblieben. Eine kleine Brücke ist vermutlich infolge eines ungenügenden Verhaltens des Oberbaus eingestürzt. Ein weiterer Typus von Stahlbetontragwerken, der in der vom Erdbeben betroffenen Region häufig anzutreffen ist, sind Industriegebäude aus vorgefertigten Stahlbetonelementen. An diesen Tragwerken wurden zwar keine Schäden an der Tragstruktur aber jedoch an den vorgehängten Fassadenelementen beobachtet. Die Gliederung dieses Kapitels zum Verhalten der Stahlbetontragwerke während des Erdbebens von L'Aquila folgt der Einteilung nach den Bauwerkstypen und behandelt nacheinander Stahlbetonrahmengebäude (Abschnitt 5.1), Gebäude mit Stahlbetonwänden (Abschnitt 5.2), Brücken (Abschnitt 5.3) und vorgefertigte Stahlbetonhallen (Abschnitt 5.4).

5.1 Stahlbetonrahmengebäude mit Mauerwerksausfachungen

Wie in der Einleitung zu diesem Kapitel erwähnt, hat sich die Tragstruktur der meisten Stahlbetonrahmengebäude sehr gut verhalten. Es gab jedoch auch fünf Stahlbetonrahmengebäude die eingestürzt sind und einige weitere, bei denen die Tragstruktur beschädigt wurde. Diese Gebäude sind in den Abschnitten 5.1.1 und 5.1.2 dokumentiert. Abschnitt 5.1.3 zeigt zwei Beispiele moderner Gebäude, deren Tragstruktur unbeschädigt blieb, aber deren Fassade und Mauerwerksausfachungen beschädigt wurden. Schäden an den Mauerwerksausfachungen werden in Abschnitt 5.1.4 diskutiert.

5.1.1 Stahlbetonrahmengebäude, die versagt haben

a) Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude

Leicht südlich des Viadottos San Sisto befindet sich eine kleine Siedlung aus zweigeschossigen Stahlbetonrahmengebäuden. Das Gebäude am Strassenende ist eingestürzt; der Einsturz hatte Todesopfer zur Folge. Bilder 5.1 und 5.2 zeigen das Gebäude vor bzw. nach dem Erdbeben. Da vorher Bergungsarbeiten stattgefunden hatten, ist davon auszugehen, dass die Situation im Bild 5.2 nicht mehr ganz der Situation direkt nach dem Erdbeben entspricht. Zum Beispiel ist im Bild 5.2 links ein Schutthaufen zu erkennen, der bei den Bergungsarbeiten abgetragen wurde.

Schäden an Stahlbetontragwerken



Bild 5.1: Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Vor dem Erdbeben (SV0202 [SV09])



Bild 5.2: Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nach dem Erdbeben (XMI_2574)



Bild 5.3: Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Übergang zwischen versagtem und nicht versagtem Gebäudeteilen (KB0856)



Bild 5.4: Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Glatter Bewehrungsstahl und fehlende Bügel (AD0315)



Bild 5.5: Zweigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Das Fundament scheint grösstenteils aus Bruchsteinmauerwerk zu bestehen (AD0326)



Bild 5.6: Strassenschaden neben dem zweigeschossigen Stahlbetonrahmengebäude (KB0862)

Das Gebäude hat an der Schnittstelle zum Eingangsbereich, der zwei der Gebäude im Strassenzug verbindet, versagt (Bild 5.3). Bild 5.4 zeigt ein Detail eines Stahlbetonbalkens, dessen Anschluss versagt hat, mit glatten Bewehrungsstäben, fehlender Verbügelung und sehr kleiner Betonüberdeckung. Die fehlende Verbügelung und eine zu geringe Betonüberdeckung war auch bei Stützen erkennbar. Eine echte Rahmenwirkung konnte sich daher nicht einstellen. Die Decken und auch das Dach waren mit



Bild 5.7: Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Ansicht (AD0321)



Bild 5.8: Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nahaufnahme der kurzen Stützen und des Riegels oberhalb des Fundaments (AD0323)



Bild 5.9: Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nahaufnahme der kurzen Stütze an der Gebäudeecke (XMI_2575)



Bild 5.10: Dreigeschossiges Stahlbetonrahmengebäude: Nahaufnahme der kurzen Stütze neben dem Hauseingang (AD0324)

dem in Italien typischen SLC-Deckensystem gebaut (siehe Abschnitt 4.1.1). Die Mauerwerksausfachung bestand aus kleinen Backsteinen mit einem kleinen Lochanteil (Bild 5.6). Es ist nicht möglich zu sagen, warum dieses Gebäude eingestürzt ist, während die anderen des Strassenzuges zwar beschädigt wurden, aber stehen blieben. Ein möglicher Grund könnte die schlechte Foundation sein, die eventuell bei den anderen Häusern besser ausgeführt ist. Im Bild 5.5 ist erkennbar, dass die Fundamentwände aus Bruchsteinmauerwerk gebaut waren. Zudem ist direkt vor der Stirnseite des Hauses ein Belagschaden in der Strasse erkennbar (Bild 5.6).

In direkter Nachbarschaft zu dem eingestürzten Stahlbetonrahmengebäude befindet sich ein grösseres Mehrfamilienhaus im gleichen Baustil, dessen Tragstruktur beschädigt wurde (Bild 5.7). Das Haus hat ein erhöhtes Erdgeschoss, d.h. das Kellergeschoss reicht bis ungefähr einen Meter über Terrain. Infolgedessen sind die Stützen des Kellergeschosses sehr kurz (Bild 5.8) und müssen daher grosse Schubkräfte übernehmen, die zum Schubversagen der kurzen Stützen geführt haben (Bilder 5.8 bis 5.10).

b) Hotel Duca degli Abruzzi

Das Hotel Duca degli Abruzzi befindet sich im Stadtzentrum von L'Aquila und ein Teil des Gebäudes (von einem Ende bis zu einer Baufuge) ist infolge eines weichen Erdgeschosses während des Erdbebens eingestürzt. Bild 5.11 zeigt zwei Fotos des Hotels, die vor dem Erdbeben aufgenommen worden waren. Das Erdgeschoss diente in den beengten Verhältnissen des Stadtzentrums als Parkfläche. Aus diesem

Schäden an Stahlbetontragwerken



Bild 5.11: Hotel Duca degli Abruzzi: Stahlbetonrahmengebäude mit Mauerwerksausfachungen und sehr weichem Erdgeschoss vor dem Erdbeben (SV0002, SV0003 [SV09])



Bild 5.12: Hotel Duca degli Abruzzi: Nach dem Erdbeben (AD0486)



Bild 5.13: Hotel Duca degli Abruzzi: Stützenkopf mit glatten Bewehrungsstäben und fehlender Umschnürung (AD0488)



Bild 5.14: Hotel Duca degli Abruzzi: Riegel mit glatten Bewehrungsstäben und ungenügender Schubbewehrung und mangelhafter Ausführung des Knotenbereichs (AD0490)



Bild 5.15: Hotel Duca degli Abruzzi: SLC-Deckensystem (AD0498, siehe Abschnitt 4.1.1)

Grund waren im Erdgeschoss lediglich Stützen vorhanden, während in den oberen Geschossen die Rahmen mit Mauerwerk ausgefacht und daher viel steifer als das Erdgeschoss waren. Die Verschiebungen haben sich deshalb im Erdgeschoss konzentriert und zum Teileinsturz geführt (Bild 5.12). Zum Zeitpunkt des Erdbebens war das Hotel zum Glück wegen Unterhaltsarbeiten geschlossen, d.h. trotz des Teileinsturzes gab es keine Todesopfer und es mussten keine Bergungsarbeiten durchgeführt werden.

Der auf den Fotos gezeigte Zustand entspricht daher vermutlich noch der Zustand direkt nach dem Erdbeben.

Bild 5.13 zeigt einen Stützenkopf des eingestürzten Teils. Das Foto zeigt, dass glatter Bewehrungsstahl verwendet wurde und keine erkennbare Verbügelung vorhanden war. Diese Details sind aus heutiger Sicht selbst für eine Schwerelaststütze ungenügend. Eine Rahmenwirkung konnte mit der vorhandenen Bewehrung nicht erreicht werden. Bild 5.14 zeigt einen Riegel. Auch dieser ist durch die Verwendung von glatten Bewehrungsstählen und eine absolut unzureichende Verbügelung gekennzeichnet. Das heisst, zusätzlich zu der ungünstigen Steifigkeitsverteilung über die Höhe des Gebäudes, waren die Stützen und Riegel im Erdgeschoss nicht dafür ausgelegt, die Momente infolge von Horizontalkräften zu übernehmen. Die Kombination dieser zwei Effekte führte vermutlich zum Einsturz des Gebäudeteils. Die nicht eingestürzten Gebäudeteile konnten aber nicht genauer inspiziert werden, da sie abseits der Strasse in einem abgesperrten Bereich lagen.

c) Studentenwohnheim im Stadtzentrum von L'Aquila

Im Stadtzentrum von L'Aquila befinden sich auch grosse Teile der ortsansässigen Universität. Zu dieser Universität gehören auch Studentenwohnheime, von denen eines teilweise eingestürzt ist (Bild 5.16). Der eingestürzte Teil war an den stehen gebliebenen Teil angebaut worden und vermutlich haben wie bei den zuvor besprochenen Fällen die Rahmenknoten versagt. Die Situation auf den Fotos entspricht nicht mehr der Situation direkt nach dem Erdbeben, da Teile des eingestürzten Gebäudeannexes abgetragen wurden, um die Opfer zu bergen. Das Gebäude wurde von der Polizei beschlagnahmt und Ermittlungen eingeleitet, die die Ursachen für den Einsturz und die Verantwortlichen eruieren sollen.

Bild 5.17 zeigt, dass die Bauqualität eher schlecht war: Im nicht eingestürzten Bereich ist die Betonüberdeckung abgeplatzt und die Fassade heruntergefallen. Darunter wird ein Rahmenknoten sichtbar, dem jegliche Schubbewehrung fehlt und in dem die Längsseisen nur ungenügend verankert sind. Ein Rahmenknoten, der versagt hat, ist im Bild 5.18 dargestellt. Die vorhandenen Bügel sind sehr dünn und in ihrem Querschnitt vermutlich aus heutiger Sicht ungenügend. Schwerwiegender ist aber wahrscheinlich, dass die Bügel vermutlich nur mit 90°-Haken geschlossen waren und daher sich sofort öffneten und wirkungslos wurden, als die Betonüberdeckung abgeplatzt ist. Die Decke ist ebenfalls aus dem typischen SLC-Deckensystem konstruiert (Bild 5.19).



Bild 5.16: Studentenwohnheim: Ein angebauter Teil ist eingestürzt (AD0528)



Bild 5.17: Studentenwohnheim: Detail eines nicht eingestürzten Gebäudeteils (AD0526)



Bild 5.18: Studentenwohnheim: Versagtes Anschlussdetail (AD0530)



Bild 5.19: Studentenwohnheim: SLC-Deckensystem (AD0532)

d) Mehrfamilienhäuser mit weichem Erdgeschoss

In dem Gebiet nördlich des Spitals San Salvatore (siehe Bild 5.20), das auf der Südseite von der Strada Statale 80 und auf der Ostseite von der Strada dei Parchi begrenzt ist, gibt es ein Wohngebiet aus sieben Mehrfamilienhäusern (MFHs) mit einem Erdgeschoss und zwei oder drei Obergeschossen plus Dachaufbau. Die Gebäude befinden sich in einer Hanglage; die zwei Gebäude, die versagt haben, lagen eher unten am Hang. Ein Bewohner sagte in einem Fernsehinterview mit 10vor10 am 7. Mai 2009 [SF09], dass sein Haus (Haus Nummer 2) in den neunziger Jahren gebaut wurde. Es ist allerdings nicht klar, ob alle Gebäude gleichzeitig gebaut wurden, da unterschiedliche Details verwendet wurden (unterschiedlich Steintypen für die Mauerwerksausfachungen, unterschiedliche Balkonbrüstungen). Zwei der sieben Häuser haben infolge eines weichen Erdgeschosses versagt. Das Erdgeschoss diente hauptsächlich als Garage und Abstellfläche; Wohnräume befanden sich keine im Erdgeschoss.

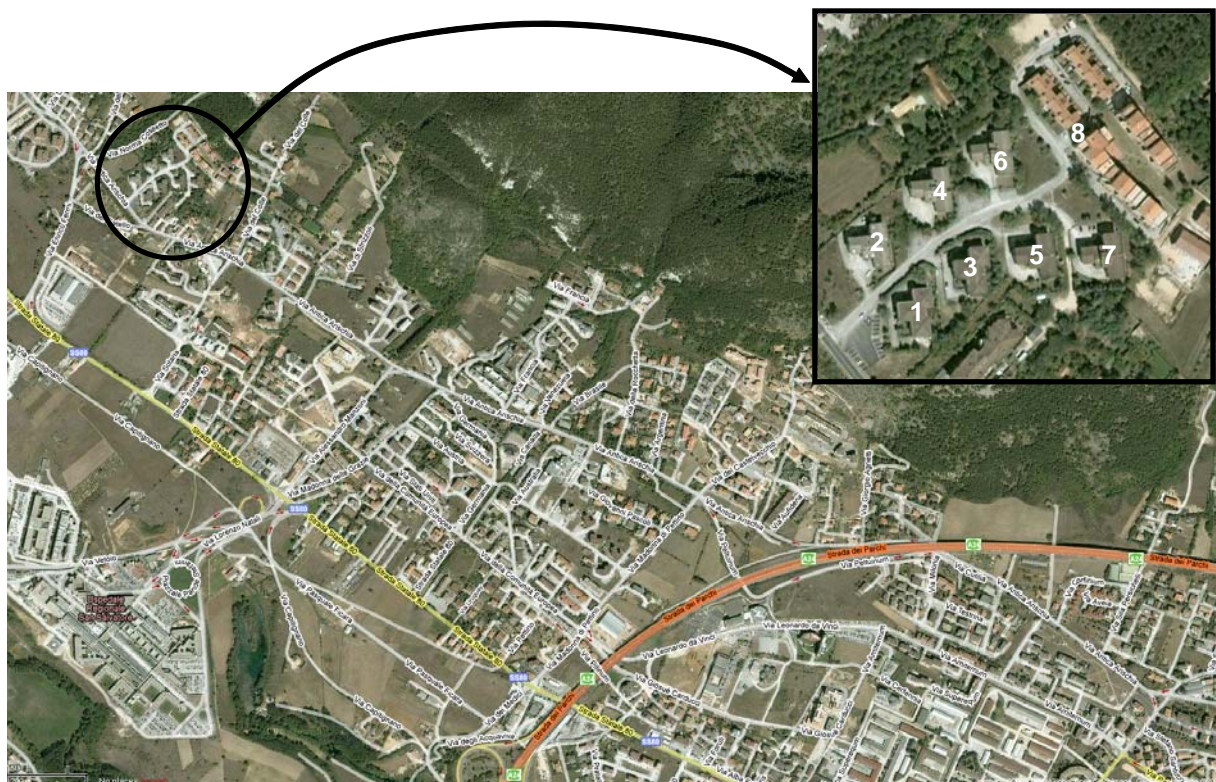


Bild 5.20: Wohngebiet nördlich des Spitals San Salvatore



Bild 5.21: MFH 5: Nicht eingestürztes MFH (AD0245)



Bild 5.22: MFH 5: Schäden am Stahlbetonrahmenecke und an der Mauerwerksausfachung (AD0247)



Bild 5.23: MFH 2: Vorderansicht (XMI_2577)



Bild 5.24: MFH 2: Rückansicht (AD0224)

Bild 5.21 zeigt das nicht eingestürzte MFH mit den grössten sichtbaren Schäden (MFH 5). Bild 5.22 ist eine Nahaufnahmen des rechten Flügels. Unter dem Putz zeichnen sich deutlich der Stahlbetonrahmen und die Mauerwerksausfachung ab. Zu beachten ist der diagonale Riss in der linken Rahmenecke im Bild 5.22: Diese Rahmenecke hat bereits versagt. Der Grund, weshalb das Haus noch keinen “soft storey mechanism” ausgebildet hat, ist vermutlich, dass die Mauerwerksausfachungen noch nicht herausgefallen sind und so noch Normal- und Schubkräfte aufnehmen können.

Von den Gebäuden mit Versagen des weichen Erdgeschosses hat eines zwei Obergeschosse und eines drei; MFH2, welches in den Bilder 5.23 bis 5.28 gezeigt wird, ist jenes mit zwei Obergeschossen. Auf der Vorderseite des Gebäudes, die hangabwärts zeigt, hat das Erdgeschoss total versagt und ist praktisch nicht mehr vorhanden. Auf der Rückseite ist das Erdgeschoss zwar stark beschädigt worden, ist aber noch vorhanden (Bild 5.24).

Bilder 5.25 bis 5.28 zeigen Detailansichten der versagten Stützen und Rahmenknoten des Erdgeschosses des MFH 2. Bei allen Details ist zu erkennen, dass die Schub- und Umschnürungsbewehrung in den Rahmenknoten fehlt. Zudem ist ersichtlich, dass die Längsbewehrung der Stützen in den Knoten gestossen ist und die Längsbewehrung der Riegel absolut unzureichend verankert ist. Die Rahmenknoten sind demnach nicht in der Lage als Knoten in einem Rahmen zu wirken, der Horizontalkräfte abtragen soll. Im Vergleich zum Hotel Duca degli Abruzzi (Abschnitt c) ist der Steifigkeitssprung zwischen dem Erdgeschoss und den Obergeschossen nicht ganz so ausgeprägt. Die grossen Öffnungen infolge der Garagentoren scheinen aber zu genügen, um einen soft storey mechanism zu begünstigen. Zusätzlich sind natürlich die Stockwerksschubkräfte im Erdgeschoss am grössten, d.h. der Rahmen wird dort als erstes

Schäden an Stahlbetontragwerken



Bild 5.25: MFH 2: Rückansicht (KB0780)



Bild 5.26: Rahmenknoten auf der Rückseite (AD0220)



Bild 5.27: MFH 2: Rahmenknoten in Bild 1.22 vorne links (AD0217)



Bild 5.28: MFH 2: Rahmenknoten in Bild 1.22 vorne rechts (AD0215)

versagen und den grössten Deformationen unterworfen sein. Sobald dann auch die Mauerwerksausfachungen nachgeben und herausfallen, kann das Erdgeschoss infolge des soft storey mechanism einstürzen. Bild 5.24 zeigt, dass auch die Obergeschosse während des Erdbebens stark beschädigt wurden.

Das zweite MFH, das einen soft storey mechanism ausgebildet hat, ist MFH 3. Hier ist das Erdgeschoss über die gesamte Grundfläche des Gebäudes eingestürzt (Bilder 5.29 und 5.30). Die Details der Rahmenknoten sind die gleichen wie für MFH 2. Zu bemerken ist hier noch der Schaden an den Balkonbrüstungen aus Beton, die z. T. wegen einer mangelhaften Verankerung heruntergefallen sind (Bilder 5.30 und 5.33). Bei MFH 2 waren die Balkonbrüstungen aus Stahl.



Bild 5.29: MFH 3: Vorderansicht (AD0237)



Bild 5.30: MFH 3: Rückansicht (AD0243)

Stahlbetonrahmengebäude mit Mauerwerksausfachungen



Bild 5.31: MFH 3: Rechte Vorderseite (AD0244)



Bild 5.32: MFH 3: Gefaltete Garagentore und zerquetschtes Auto auf der rechten Vorderseite (KB0791)



Bild 5.33: MFH 3: Seitenansicht (KB0794)



Bild 5.34: MFH 3: Seitenansicht (KB0795)

5.1.2 Stahlbetonrahmengebäude, deren Tragstruktur beschädigt wurde

Abgesehen von den im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Stahlbetonrahmengebäuden wurden drei weitere Gebäude gesehen, deren Stahlbetonrahmenstruktur während des Erdbebens beschädigt worden war.

a) Älteres Stahlbetonrahmengebäude im Stadtzentrum

Im Stadtzentrum von L'Aquila ist bei einem Mehrfamilienhaus der Rahmen im ersten OG schwer beschädigt worden. Dies ist das einzige beobachtete Rahmengebäude, wo der Schaden im ersten OG grösser ist als im EG. Es ist schwierig, die Gründe hierfür auszumachen. Es ist eventuell möglich, dass in diesem Stockwerk die Mauerwerksausfachungen weniger von den Stützen separiert waren als im EG. Als mögliche Folge könnten die Mauerwerksausfachungen stärker beschädigt worden sein als in den anderen Stockwerken und schliesslich teilweise herausgefallen sein, so dass ein weiches Stockwerk entstand in dem die Stützen besonders grossen Beanspruchungen unterworfen waren.



Bild 5.35: Stahlbetonrahmengebäude im Stadtzentrum (AD0560)



Bild 5.36: Stahlbetonrahmengebäude im Stadtzentrum: Nahaufnahme der beschädigten Stützen und Knoten im 1. OG (AD0561)

b) Schäden an Stahlbetonrahmen in Wohngebäuden mit gemischter Tragstruktur

Bereits in der Einleitung zu diesem Kapitel wurde erwähnt, dass nur eine Siedlung von Mehrfamilienhäusern ausgemacht wurde, in der die Häuser in einer Richtung durch Stahlbetonwände ausgesteift waren. Diese Häuser und das Verhalten dieser Stahlbetonwände sind in Abschnitt 5.2 dokumentiert. Im Folgenden werden Schäden an den Stahlbetonrahmen dieser Gebäude beschrieben. Die Stahlbetonrahmen steifen die Gebäude in Gebäudequerrichtung aus, während die Wände die Kräfte in Gebäudelängsrichtung übernehmen. Bei einigen Gebäuden gab es an den Enden in Gebäudelängsrichtung zusätzlich Rahmen; diese waren aber nicht beschädigt. Schäden an Rahmen gab es praktisch ausschliesslich an den kurzen Stützen im Erdgeschoss. Das Erdgeschoss diente als Garage und als Kellerräume und hatte aus einem niedrigen Schlitz unterhalb der Decke und der Einfahrt keine Öffnungen (Bild 5.37). Die entstehenden kurzen Stützen waren deshalb einer grossen Schubbeanspruchung ausgesetzt, für die sie nicht ausgelegt waren. Drei Beispiele versagter kurzer Stützen sind in den Bildern 5.38 und 5.39 dargestellt.



Bild 5.37: Gemischte Tragwerksstruktur: Ansicht der Seite orthogonal zu den Rahmen (AD0248)



Bild 5.38: Gemischte Tragwerksstruktur: Kurze Stütze im Erdgeschoss (AD0253)



Bild 5.39: Gemischte Tragwerksstruktur: Kurze Stützen im Erdgeschoss (AD0261, AD0250)

c) Mehrfamilienhäuser mit weichem Geschoss

Direkt anschliessend an die Siedlung mit den sieben MFHs, von denen zwei infolge soft storey mechanisms versagten (Abschnitt 5.1.1c), steht ein ziemlich neues MFH aus Stahlbetonrahmen und mit Mauerwerksausfachung, das mit einer Klinkerfassade verkleidet ist. Die sieben MFHs liegen an der leicht ansteigenden Strasse Via Dante Alighieri und das neue MFH liegt am Ende dieser Strasse, leicht oberhalb der etwas älteren Siedlung (Gebäude 8 im Bild 5.20). Das Erdgeschoss ist fast vollständig ausgefacht und wird als Garage genutzt (Bild 5.40). Das erste Obergeschoss ist hingegen offen und dient als Zugangsfläche zu den Wohnungen. Im ersten Obergeschoss sind daher grosse Bereiche des Gebäudes lediglich durch Stützen ausgesteift und Schäden an den Stützen lassen vermuten, dass nicht viel gefehlt hat, um auch hier ein Versagen infolge eines weichen Geschosses zu erzeugen (Bild 5.41). Im Bild 5.41 sind ein wenig die Vertikalenbewehrungsstäbe zu erkennen und bei den blauen Stützen ist z.T. auch die Ringbewehrung zu erahnen. Offensichtlich ist jedoch, dass der Abstand der Verbügelung wie auch bei den älteren Gebäuden viel zu gross ist.

Schäden an Stahlbetontragwerken



Bild 5.40: MFH mit weichem Erdgeschoss: Ansichten (SFR_2024, XMI_2589)



Bild 5.41: MFH mit weichem Erdgeschoss: Nahaufnahmen der kurzen Stützen im Erdgeschoss (SFR_2026, FBR_P1000272, XMI_2594)

5.1.3 Stahlbetonrahmengebäude, deren Tragstruktur unbeschädigt blieb

Bilder 5.42 und 5.43 zeigen zwei neue Stahlbetonrahmengebäude, deren Fassade und Mauerwerksausfachung zum Teil heruntergefallen ist, und die intakte Tragstruktur freigelegt hat. Insbesondere bei dem Gebäude im Bild 5.42 stechen die massiven Abmessungen der Stützen und Riegel hervor. In dem Gebäude im Bild 5.43 sind die Abmessungen etwas kleiner, für eine Struktur mit nur 1-2 Obergeschossen aber immer noch gewaltig. Diese Gebäude haben sich vermutlich wie beabsichtigt verhalten, da mit Schäden an nicht-tragenden Elementen bereits bei deutlich schwächeren Beben als dem Bemessungsbeben für die Tragstruktur gerechnet werden müssen.



Bild 5.42: Neues Stahlbetonrahmengebäude mit unbeschädigter Tragstruktur (AD0266, AD0268)



Bild 5.43: Neues Stahlbetonrahmengebäude mit unbeschädigter Tragstruktur (XMI_2449, XMI_2451)

5.1.4 Verhalten der Mauerwerksausfachungen von Stahlbetonrahmengebäuden

Obwohl die Tragstruktur der meisten Stahlbetonrahmengebäude unbeschädigt blieb, sind bei sehr vielen Gebäuden Schäden an den Mauerwerksausfachungen und der Fassade entstanden. Bei den Mauerwerksausfachungen wurden drei verschiedene Typen beobachtet:

- Einschaliges Mauerwerk,
- Zweischaliges Mauerwerk ohne Dämmmaterial zwischen den Schalen,
- Zweischaliges Mauerwerk mit Dämmmaterial zwischen den Schalen.

Schäden wurden an alle drei Typen von Mauerwerksausfachungen beobachtet. Im folgenden werden verschiedene, repräsentative Beispiele für Schäden an Mauerwerksausfachungen gezeigt.

Bild 5.44 zeigt ein älteres Stahlbetonrahmengebäude mit einer zweischaligen Mauerwerksausfachung aus Backsteinen. In der Mitte der Ausfachungen verbinden ungefähr zehn Steine die zwei Schalen. Dies scheint intuitiv ungenügend, um die äussere Schale am Herausfallen zu hindern. Dies trifft insbesondere zu, wenn die äussere Schale beschädigt und daher nicht mehr eine zusammenhängende Einheit ist.



Bild 5.44: Älteres Stahlbetonrahmengebäude mit zweischaliger Mauerwerksausfachung (AD0063, AD0064)

Schäden an Stahlbetontragwerken

Bild 5.45 zeigt ein ganz neues, noch unbezogenes MFH mit starken Schäden an der Mauerwerksausfachung aus Backsteinen und der Klinkerfassade. Es handelt sich vermutlich um eine einschalige Mauerwerksausfachung. Auffallend ist – und dies ist bei der Mehrheit der Stahlbetonrahmengebäude mit beschädigter Mauerwerksausfachung beobachtet worden –, dass die grössten Schäden am Mauerwerk in den unteren Stockwerken aufgetreten sind und nicht in den oberen Stockwerken, wie dies oft angenommen wird, da dort die Beschleunigungen am grössten sind. Der Grund dafür ist vermutlich im Zusammenhang zwischen Schäden des Mauerwerks durch Belastung in der Ebene und Versagen aus der Ebene zu suchen. Es ist möglich, dass die Mauerwerksausfachungen, die aus der Ebene versagt haben, erst in der Ebene beschädigt wurden und dann leichter herausfallen konnten. In Rahmentragwerken sind bei Erdbeben die Stockwerksschiefstellungen i. d. R. im untersten Stockwerk am grössten und damit sind im untersten Stockwerk auch die grössten Schäden an Mauerwerksausfachungen in der Ebene zu erwarten.



Bild 5.45: Neu gebautes, noch unbezogenes Wohngebäude mit starken Schäden an den Mauerwerksausfachungen und der Klinkerfassade (AD0113, AD0114, AD0116, AD0152)

Das MFH im Bild 5.46 hat eine zweischalige Mauerwerksausfachung mit Dämmmaterial zwischen den Schalen. Im Erdgeschoss ist ein kleiner Teil der äusseren Schale herausgefallen, so dass das Dämmmaterial und die innere Schale sichtbar wurde.

Bei dem MFH im Bild 5.47 handelt es sich vermutlich um eine zweischalige Mauerwerksausfachung ohne Dämmmaterial, da wie bei dem älteren Stahlbetonrahmengebäude im Bild 5.44 Verbindungssteine zwischen den zwei Schalen sichtbar sind. Im Vergleich zu dem älteren Gebäude scheinen die Verbindungssteine etwas besser über die Länge der Wand verteilt, jedoch sind keine Steine in der oberen Wandhälfte sichtbar.

Stahlbetonrahmengebäude mit Mauerwerksausfachungen



Bild 5.46: Relativ neues Wohngebäude mit zweischaliger Mauerwerksausfachung und Dämmmaterial zwischen den zwei Schalen (AD0193, AD0195)



Bild 5.47: Relativ neues Wohngebäude mit zweischalige Mauerwerksausfachung (AD0203, AD0202)

5.1.5 Zusammenfassung des beobachteten Erdbebenverhaltens von Stahlbetonrahmengebäuden

Hinsichtlich des Tragwerks ist bei Stahlbetonrahmengebäuden ein deutlich besseres Verhalten von neueren Gebäude im Vergleich zu älteren Gebäude zu beobachten gewesen. Bei älteren Gebäuden sind Schäden am Tragwerk oder gar das Versagen des Tragwerks zumindest teilweise auf die folgenden Punkte zurückzuführen:

- Glatter und schlecht verankerter Bewehrungsstahl (schlechte Verankerung v. a. infolge ungenügender Betonüberdeckung),
- Ungenügende Verbügelung von Stützen und Riegeln,
- Rahmenknoten, die nicht als solche durchgebildet waren (fehlende Verbügelung, mangelnde Verankerung der Zugbewehrung).

Zu diesen ungenügenden Details kamen bei Gebäuden, die eingestürzt sind, ungünstige Steifigkeitsverteilungen über die Höhe (soft storey mechanism) und eventuell eine schlechte Foundation hinzu. Bei neueren Gebäuden sind diese Mängel i. d. R. nicht mehr anzutreffen. Lediglich eine Ausnahme (Abschnitt 5.1.2c) mit einem weichen Erdgeschoss wurde beobachtet.

Während die neuen Normengeneration zu einem eindeutig besseren Verhalten des Tragwerks von Stahlbetonrahmenstrukturen beigetragen haben, ist solch ein Trend bei den Mauerwerksausfachungen nicht zu beobachten gewesen: Neue und alte Stahlbetonrahmengebäude sind gleichermassen von Schäden an den Mauerwerksausfachungen betroffen. Auffallend war zudem, dass vor allem untere Stockwerke von Schäden an den Mauerwerksausfachungen betroffen waren; dies lässt vermutlich auf ein Zusammenwirken von Schäden in der Ebene infolge Stockwerksschiefstellungen und aus der Ebene infolge von Beschleunigungen rückschliessen.

5.2 Gebäude mit Stahlbetonwänden

Während des gesamten Reconnaissancebesuchs wurde lediglich eine Siedlung von Mehrfamilienhäusern gesehen, in denen Stahlbetonwände als Aussteifungselemente verwendet worden waren. Diese Gebäude waren in der Längsrichtung hauptsächlich mit Wänden ausgesteift, während in der Querrichtung nur Stahlbetonrahmen vorgesehen waren. Bei allen Gebäuden hatten soweit ersichtlich alle Wände auf Schub versagt. Eines dieser Gebäude wurde genauer aufgenommen. Es wurde ausgesucht, da es im Erdgeschoss frei zugänglich war und somit die ganze Tragstruktur begutachtet werden konnte und in Längsrichtung ausschliesslich Wände zur Aussteifung dienten; bei zumindest einem anderen Gebäude waren am Gebäudeende in Längsrichtung auch Rahmen vorhanden (siehe Abschnitt 5.1.2b). Zudem war das untersuchte Gebäude abgesehen von den Endbereichen relativ regelmässig und wies sowohl rechteckige Wände, wie auch U-förmige Wände und Liftschächte auf.

Bilder 5.48 und Bild 5.49 zeigen die Vorder- und Rückansicht des Gebäudes, das vermutlich in den siebziger Jahren gebaut wurde. Eine Skizze des Grundrisses ist im Bild 5.50 enthalten. Die Skizze ist nicht absolut genau und wurde daher nur grob vermassst. Die Stockwerkshöhe im Erdgeschoss ist 3.0 m, die Deckendicke des 1.OGs ist 30 cm. Das Gebäude ist in drei Abschnitte aufgeteilt, die von einander mittels Baufugen getrennt sind. Jeder Abschnitt ist in Längsrichtung von je einer rechteckigen Wand, einer U-förmigen Wand und einem Liftschacht ausgesteift. Im östlichen Abschnitt (siehe Bild 5.50) gibt es zudem eine weitere, kleinere rechteckige Wand. In Querrichtung sind Stahlbetonrahmen angeordnet, die bis auf einen Rahmenknoten keine sichtbaren Schäden aufwiesen und im Folgenden nicht näher diskutiert werden. Neben den Stahlbetonwänden wurde auch die Mauerwerksausfachung im Erdgeschoss stark beschädigt.



Bild 5.48: MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Ansicht der Vorderseite (AD0398)



Bild 5.49: MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Ansicht der Rückseite (AD0173)

In Bild 5.51 ist die westliche U-förmige Wand abgebildet, die wie alle anderen Stahlbetonwände in diesem Gebäude auf Schub versagt hat. Eine Skizze der Längs- und Schubbewehrung ist im Bild 5.50 enthalten. Auffallend ist die extrem starke Längsbewehrung in den Flanschen, die nicht umschnürt sind. Infolge der fehlenden Umschnürung hat die Druckzone im Flansch versagt. Die Längsbewehrung ist am Fuss der Wand über ~80 cm gestossen; der Stoss hat aber nicht versagt. Alle Schubbewehrungen sind als geschlossene Bügel ausgebildet, die jedoch lediglich mit sehr kurzen 90°-Haken geschlossen wurden, die sich sobald die Betonüberdeckung abplatzte öffneten. Die Schubbewehrungen sind zudem aus glattem Bewehrungsstahl während die Längsbewehrung aus gerippten Stahl hergestellt wurde. An zwei Stellen des Steges der westlichsten U-förmigen Wand wurde die Betonfestigkeit mittels eines Schmidhammers bestimmt. An jeder Stelle wurden je 10 Messungen vorgenommen und die Werte gemittelt. Die erste Stelle befand sich in der Nähe des grossen Schubrisses; für sie wurde eine mittlere

Schäden an Stahlbetontragwerken

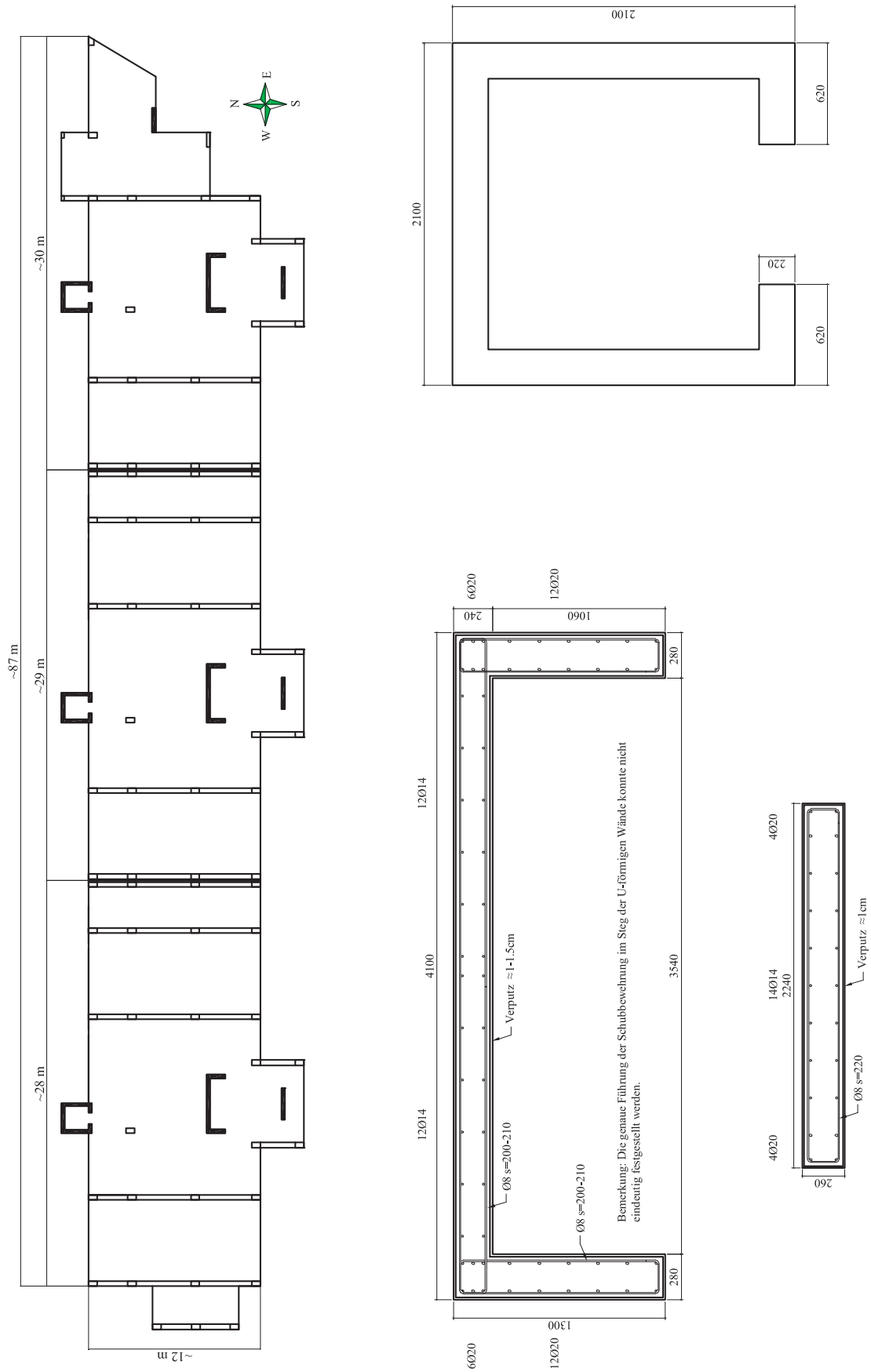


Bild 5.50: Skizze des Grundrisses und Querschnitte der Stahlbetonwände (i.d.R. Abmessungen in [mm])



Bild 5.51: MFH 1 mit Stahlbetonwänden: U-förmige Wand am Westende des Gebäudes (AD0183, KB0805, AD0183, KB0764)



Bild 5.52: MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Rechteckige Wand am Westende des Gebäudes (AD0185, KB0777, KB0776)

Festigkeit von 27.0 MPa bestimmt. Die zweite Stelle befand sich deutlich unterhalb des grossen Schubrisses und die dort ermittelte Festigkeit betrug 38.3 MPa.

Die rechteckige Wand weist ähnliche konstruktive Merkmale wie die U-förmige Wand auf (Bild 5.52). Eine Skizze der Längs- und Schubbewehrung ist im Bild 5.50 enthalten. Wie bei der U-förmigen Wand

Schäden an Stahlbetontragwerken

ist die Längsbewehrung am Wandfuss über ~80 cm gestossen; der Stoss hat hier aber auch nicht versagt. Die Schubbewehrung ist hier ebenfalls als geschlossene Bügel mit kurzen 90°-Haken ausgebildet. Im Gegensatz zur U-förmigen Wand wurde für die Schubbewehrung aber gerippter Stahl verwendet. Die Schubbewehrung ist zu grossen Teilen im Schubriss gerissen. Umschnürungsbewehrung gibt es keine. Die Betonüberdeckung über der Schubbewehrung betrug ungefähr 1 cm.

Bei den Liftschächten konnte die Bewehrung nicht aufgenommen werden, da die Liftschächte zwar auf Schub versagt hatten, die Schäden jedoch nicht so gross waren, als das Bewehrungsstäbe frei gelegt worden wären (Bild 5.53). In einem Nachbarhaus der gleichen Siedlung waren die Schäden an den Liftschächten, die ebenfalls auf Schub versagt hatten, ungleich grösser (Bild 5.54).



Bild 5.53: MFH 1 mit Stahlbetonwänden: Liftschacht am Westende des Gebäudes (AD0191, KB0809, KB0807)



Bild 5.54: MFH 2 mit Stahlbetonwänden: Liftschacht (AD0393, AD0394, AD0395)

5.3 Brücken

Insgesamt vier Brücken wurden während der Erkundungsmission besucht. Davon war die kleinste eingestürzt, eine hatte Schäden an den Lagern erlitten und zwei wiesen keine erkennbaren, auf das Erdbeben zurückzuführende Schäden auf. In den folgenden Abschnitten sind die Brücken näher beschrieben.

5.3.1 Kleine eingestürzte Brücke zwischen Cerro und Poggio Picenze

Diese kleine Brücke führte etwa 12 km südöstlich von L'Aquila zwischen den Dörfern Cerro und Poggio Picenze über den "Fiume Aterno" (Bild 5.55). Die Brücke war auf beiden Seiten des Ufers und bei ungefähr den Viertelpunkten der Brückenlänge gelagert. Bei den Viertelpunkten war die Brücke auf Stützen gelagert, die am Rande des Flussbetts fundiert waren. Der Oberbau der Brücke bestand aus einer Betonplatte mit drei Stegen (Bild 5.56). Die Brücke war vermutlich bereits vor dem Erdbeben schon in schlechtem Zustand. Es ist nicht möglich, den Versagensmechanismus eindeutig zu rekonstruieren, jedoch ist folgender vorstellbar: Die Brückenstützen waren mit dem Oberbau monolithisch verbunden (Bild 5.57). Infolge des Erdbebens könnten die Stützen auf Schub versagt haben. Infolge der nun fehlenden Auflager bei den Viertelpunkten wurde die Spannweite und damit die Biegemomente in Brückenträger massiv vergrößert. Dies könnte zum Einsturz geführt haben. Die Fliessgelenke im Brückenträger sind gerade oberhalb der vorherigen Stützenaullager aufgetreten. Es ist möglich, dass die Längsbewehrung hier hauptsächlich oben in der Platte verlief, da der Durchlaufträger bei den Stützenaullagern negative Momente verursacht. Mit dem Wegfallen der Stützen wurden die Vorzeichen der Momente über den Stützenaullager plötzlich umgedreht. Bei der Kettenreaktion von Stützen- und Brückenträgerversagen stanzten die verbleibenden Stützenstummel durch den Brückenträger (Bild 5.60).



Bild 5.55: Kleine eingestürzte Brücke: Gesamtansicht (FBR_P1000164)



Bild 5.56: Kleine eingestürzte Brücke: Querschnitt des Brückenträgers (FBR_P1000158)



Bild 5.57: Kleine eingestürzte Brücke: Versagtes Stützenaullager am Flussbett (XMI_2536)



Bild 5.58: Kleine eingestürzte Brücke: Versagter Brückenträger (XMI_2547)



Bild 5.59: Kleine eingestürzte Brücke: Versagtes Stützenauflager (XMI_2530)



Bild 5.60: Kleine eingestürzte Brücke: Durchstanzen der Stützen durch die Fahrbahnplatte (FBR_P1000167)

5.3.2 Stadtbrücke

Im Stadtzentrum von L'Aquila gibt es eine Stahlbetonbrücke mit drei Feldern, wobei die mittlere Spannweite als einfacher Balken ausgeführt ist (Bild 5.61). Bei der Besichtigung der Brücke war diese gesperrt; es konnte jedoch nicht eruiert werden aus welchem Grund, da keine auf das Erdbeben zurückzuführende Schäden erkennbar waren (Bild 5.62). Der Blick von unten zeigt, dass das eine Lager des eingehängten einfachen Balkens verschoben ist. Jedoch konnte mittels Street Viewer [SV09] festgestellt werden, dass dies bereits vor dem Erdbeben der Fall war. Es ist jedoch möglich, dass der schlechte Zustand des Lagers erst bei einer Inspektion nach dem Erdbeben aufgefallen ist. Zudem ist neben dem Auflager des Balkens auch der Stoss der darüberliegenden Fahrbahnplatte in einem schlechten Zustand (Bild 5.64).



Bild 5.61: Stadtbrücke: Dreifeldträger aus Stahlbeton (AD0516)



Bild 5.62: Stadtbrücke: Auf Fahrbahnniveau (AD0493)

5.3.3 Hohe Autobahnbrücke

Nur 1.7 km vom Epizentrum entfernt steht eine relativ hohe Autobahnbrücke, die zur Autobahn gehört, die von Rom nach L'Aquila führt (Bild 5.65). Die Brücke ist auf schlanken, wandartigen Brückenpfeilern gelagert, bei denen keinerlei Schäden erkennbar waren. Die Brücke war die ganze Zeit in Betrieb. Der Brückenträger ist als eine Reihe von einfachen Balken ausgeführt (Bild 5.66). Die Kipp- und Gleitlager sind nicht beschädigt worden (Bilder 5.67 und 5.68).



Bild 5.63: Stadtbrücke: Auflager des eingehängten mittleren einfachen Balkens (AD0519)



Bild 5.64: Stadtbrücke: Fahrbahnplatte oberhalb des Auflagers des eingehängten mittleren einfachen Balkens (AD0520)



Bild 5.65: Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Ansicht (AD0161)



Bild 5.66: Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Auflager der als einfach Balken ausgeführten Brückenträger (AD0165)



Bild 5.67: Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Nahaufnahme des Kipplagers (AD0163)



Bild 5.68: Autobahnbrücke nahe des Epizentrums: Nahaufnahme des Gleitlagers (AD0164)

5.3.4 Viadotto San Sisto

Das Viadotto San Sisto ist eine 1720 m lange, leicht gekrümmte Autobahnbrücke entlang des nördlichen Rands des Stadtgebiets von L'Aquila (Bild 5.69). Der Brückenträger besteht aus Einfeldträgern, von denen immer zwei neben einander liegen und Platz für jeweils zwei Fahrbahnen bieten (Bild 5.70). Die Stützen sind am Brückenanfang gedrungen, später dann schlanke Stahlbetonstützen. Am Stützenkopf sind die Stützen zwei geteilt. Auf der einen Seite liegt das Kipplager des einen Brückenträgers auf, auf der anderen Seite das Rollenlager des anschließenden Brückenträgers (Bild 5.72). Zudem sind bei beiden Lagern die Brückenträger mittels Schubnocken mit den Stützen verbunden (Bild 5.71).



Bild 5.69: Viadotto San Sisto: Ansicht (AD0348)



Bild 5.70: Viadotto San Sisto: Unter der Brücke (KB0846)



Bild 5.71: Viadotto San Sisto: Stützenkopf (AD0291)



Bild 5.72: Viadotto San Sisto: Kipp- und Rollenlager (AD0285)

Während der Erkundungsmission waren die nördlichen zwei Fahrbahnen gesperrt, da Unterhaltsfahrzeuge die Lager am Westende der Brücke austauschten. Beide Lagertypen hatten infolge von Querbeschleunigungen der Brücke versagt. Die Lagerstellen waren als Schwachstellen ausgebildet worden und einfach auszuwechseln. Bild 5.73 zeigt das Rollenlager, das an beiden Enden mittels Zahnrädern geführt war. Die Zahnräder sind mit einem Zylinder verbunden, der in der Mitte eine Nut hatte und dort von einer kleinen Nocke auf der Lagerplatte geführt wurde. An dieser eingeschnürten Stelle ist der Zylinder gerissen (Bild 5.74).

Beim Kipplager hatte der Zapfen versagt, der wie die Nocke beim Rollenlager das seitliche Herausrutschen infolge Querbeschleunigung des Brückenoberbaus verhindern sollte (Bild 5.75). Der Zapfen wurde durch einen neuen, leicht anderer Bauart ausgetauscht. Bei einigen Brückenlagern hatten auch



Bild 5.73: Viadotto San Sisto: Rollenlager (AD0294)



Bild 5.74: Viadotto San Sisto: Versagtes Rollenlager (KB_P343)



Bild 5.75: Viadotto San Sisto: Zapfen, neu und versagter alter, der das Verschieben des Kipplagers in Brückenquerrichtung verhindern soll (KB_P346)



Bild 5.76: Viadotto San Sisto: Versagte Schubnocke (KB_P342)

die Schubnocken versagt (Bild 5.76). An diesen Schubnocken wurden noch keine Arbeiten vorgenommen und die Arbeiter wussten noch nicht, wie diese instandgesetzt würden.

Bilder 5.77 und 5.78 zeigen das Unterhaltsfahrzeug und die Vorrichtung zum Austauschen der Brückenlagern. Während des Reconnaissancebesuchs wurden sowohl die Rollenlager am Westende der Brücke ausgetauscht und die Zapfen in den Kipplagern ersetzt. Die Rollenlager wurden gemäss der Auskunft der Arbeiter nur temporär durch Neoprenlager ersetzt, die wiederum zu einem späteren Zeitpunkt durch "antiseismische" Lager ausgetauscht werden sollen. Gemäss Dott. Agostino Marioni der Firma ALGA werden diese Lager zur Zeit der Verfassung dieses Berichts unter massgebender Beteiligung der Firma ALGA entworfen. Bild 5.80 zeigt eine Nahaufnahme eines Neoprenlagers. Im Bild 5.79 ist der gesamte instandgesetzte Brückenkopf sichtbar mit den Neoprenlagern auf der dem Fotografen zugewandten Seite der Brückenstütze und den Kipplagern auf der Rückseite. Zwischen den zwei Neoprenlagern liegen noch die alten Rollenlager.

Schäden an Stahlbetontragwerken



Bild 5.77: Viadotto San Sisto: Unterhaltsfahrzeuge (AD0306)



Bild 5.78: Viadotto San Sisto: Vorrichtung zum Austauschen der Lager (AD0303)



Bild 5.79: Viadotto San Sisto: Neue, temporäre Neoprenlager (AD0292)



Bild 5.80: Viadotto San Sisto: Nahaufnahme eines neuen Neoprenlagers (XMI_2627)

5.4 Vorfabrizierte Stahlbetonhallen

In Industriegebieten herrschten Hallen aus vorfabrizierten Stahlbetonteilen vor. Zwei dieser Hallen, die sich noch im Rohbau befanden, sind in Bild 5.81 gezeigt. Bis auf eine wurde an keiner der gesehenen Hallen diesen Typus Schäden am Tragwerk beobachtet. Bei einer sich noch im Bau befindenden Halle im Industriegebiet Bazzano (Objekt 4 “Neue Halle”) sieht eine Stütze so aus, als ob sie kurz unterhalb der Konsole auf Schub versagt hat. Es war aber schwierig zu erkennen und unmöglich zu fotografieren, da die Fassade bereits angebracht war und die Stütze hinter einem Fensterglas nicht scharf zu erkennen war.



Bild 5.81: Fabrikhallen aus vorfabrizierten Stahlbetonteilen im Rohbau (FBR_P1000060, FBR_P1000296)

Bei wenigen Fabrikhallen aus vorfabrizierten Stahlbetonteilen sind Teile der Fassade heruntergefallen. Zwei dieser Hallen sind in den Bildern 5.82 und 5.83 gezeigt. Im gleichen Industriegebiet wie die Halle im Bild 5.82 stand eine weitere Halle mit dem gleichen Typus von Fassadenelementen; diese Fassadenelemente waren nicht heruntergefallen.



Bild 5.82: Lagerhalle aus vorfabrizierten Stahlbetonteilen mit teilweise heruntergefallenen Fassadenelementen (AD0080, AD0075)

Schäden an Stahlbetontragwerken



Bild 5.83: Fabrikhalle aus vorgefertigten Stahlbetonteilen, bei der an der an einer Stirnseite die Fassadenelemente heruntergefallen sind (AD0101, AD0103)

6 Schäden an Kulturgut – Kirchen und Paläste in L’Aquila und dessen Umland

Friederike Braune

Das Erdbeben vom 6. April 2009 in der Abruzzenregion von L’Aquila hat neben mehr als 300 Todesopfern und grossen wirtschaftlichen Schäden auch irreparable Verluste am Kulturerbe der Stadt und Region L’Aquila verursacht. Die Region mit ihren gut erhaltenen mittelalterlichen Dörfern und Ortschaften aus der Renaissancezeit beherbergt einige der unbezahlbarsten Kunstschatze Italiens.

L’Aquila ist eine der wenigen grossen mittelalterlichen Stadtgründungen, die rund 1230 entstand. Die Stadtmauer war bis 1316 vollständig errichtet. Im 15. Jahrhundert hatte es etwa 8’000 Einwohner und war die wichtigste Festung im Königreich Neapel. Es wurde zu einem Zentrum der Renaissance. Nach dem Erdbeben von 1703 wurde die Stadt im Stil des Barocks neu aufgebaut. Im Zentrum von L’Aquila befinden sich viele mittelalterliche Bauwerke. Zahlreiche dieser Sehenswürdigkeiten wurden durch das Erdbeben vom 6. April 2009 beschädigt. Es hat sich erneut gezeigt, dass ein Erdbeben bei Kulturbau- und Denkmälern eine augenblickliche Zerstörung ohne Vorwarnung verursachen kann mit oft beträchtlichen und unersetzlichen Schäden.

Das Erdbeben von 1997 in der Region Umbrien, das nicht nahezu so stark war wie das in L’Aquila, machte vorallem weltweit Schlagzeilen, weil viele touristische Sehenswürdigkeiten wie die berühmte Basilica in Assisi stark beschädigt wurden.

6.1 Ausmass der Schäden und Wiederaufbau

Experten sprechen von einem unermesslichen Schaden am gesamten italienischen Kulturerbe umso mehr die Auswirkungen auf die historischen Gebäude in der ganzen Region sichtbar werden. Nachdem die Rettungskräfte die Suche nach Überlebenden nach einigen Tagen eingestellt hatten, begann ein 100-köpfiges Team des Kultusministeriums von Italien ein Inventar der Kirchen, historischen Gebäude und deren Inhalte in der Abruzzenregion aufzustellen. Laut offiziellen Angaben sind allein mindestens 500 altertümliche Kirchen beschädigt worden oder eingestürzt.

Verantwortliche der Kulturbehörden haben inzwischen allein €30 Mio. nur für die Aufräum- und Abstützungsmassnahmen an den wichtigsten architektonischen Kulturdenkmälern eingefordert (Quelle: <http://www.newsweek.com>, Artikel vom 16. April 2009).

Die Wiederaufbaukosten für die wichtigsten Kulturdenkmäler werden momentan von italienischen Behörden auf bis zu €100 Mio. geschätzt (Quelle: <http://medievalnews.blogspot.com>, Artikel vom 20. April 2009). Seitens der italienischen Regierung wurde sowohl auf europäischer wie auf internationaler Ebene um Hilfe beim Wiederaufbau der Kulturdenkmäler gebeten.

So hat die “Adoption” wichtiger Baudenkmäler bereits begonnen. Die Chiesa Santa Maria del Suffragio in der Stadt L’Aquila (siehe Abschnitt 6.3.6) wird beispielsweise, gemäss Aussage des französischen Botschafters in Rom, mit Hilfe Frankreichs restauriert werden. Gleiches geschieht mit der Chiesa San Marco in L’Aquila (Abschnitt 6.3.7), die von der Region Veneto adoptiert wurde (Quelle: <http://www.protezionecivile.it>). Spanien hat sich bereit erklärt den Wiederaufbau des Forte Spagnolo zu

finanzieren (Quelle: <http://www.italymag.co.uk>, Artikel vom 19. April 2009). Und Deutschland wird seine finanzielle Unterstützung auf Onna konzentrieren, das Dorf, das zum Symbol des Erdbebens vom 6. April 2009 geworden ist. Nach offiziellen Aussagen des Aussenministeriums wird es sich am Wiederaufbau der Kirche beteiligen (Quelle: <http://www.rom.diplo.de>). Laut Zeitungsaussagen sind mehr als 11’000 Freiwillige aus aller Welt bereit sich an dem Wiederaufbau des Kulturerbes der Region zu beteiligen.

Gemäss den Daten auf der Webseite des Dipartimento della Protezione Civile sind bis am 15. Juni 2009 bereits rund 1’200 Kulturdenkmäler inspiziert worden mit den Resultaten, die in Tabelle 6.1 aufgelistet sind.

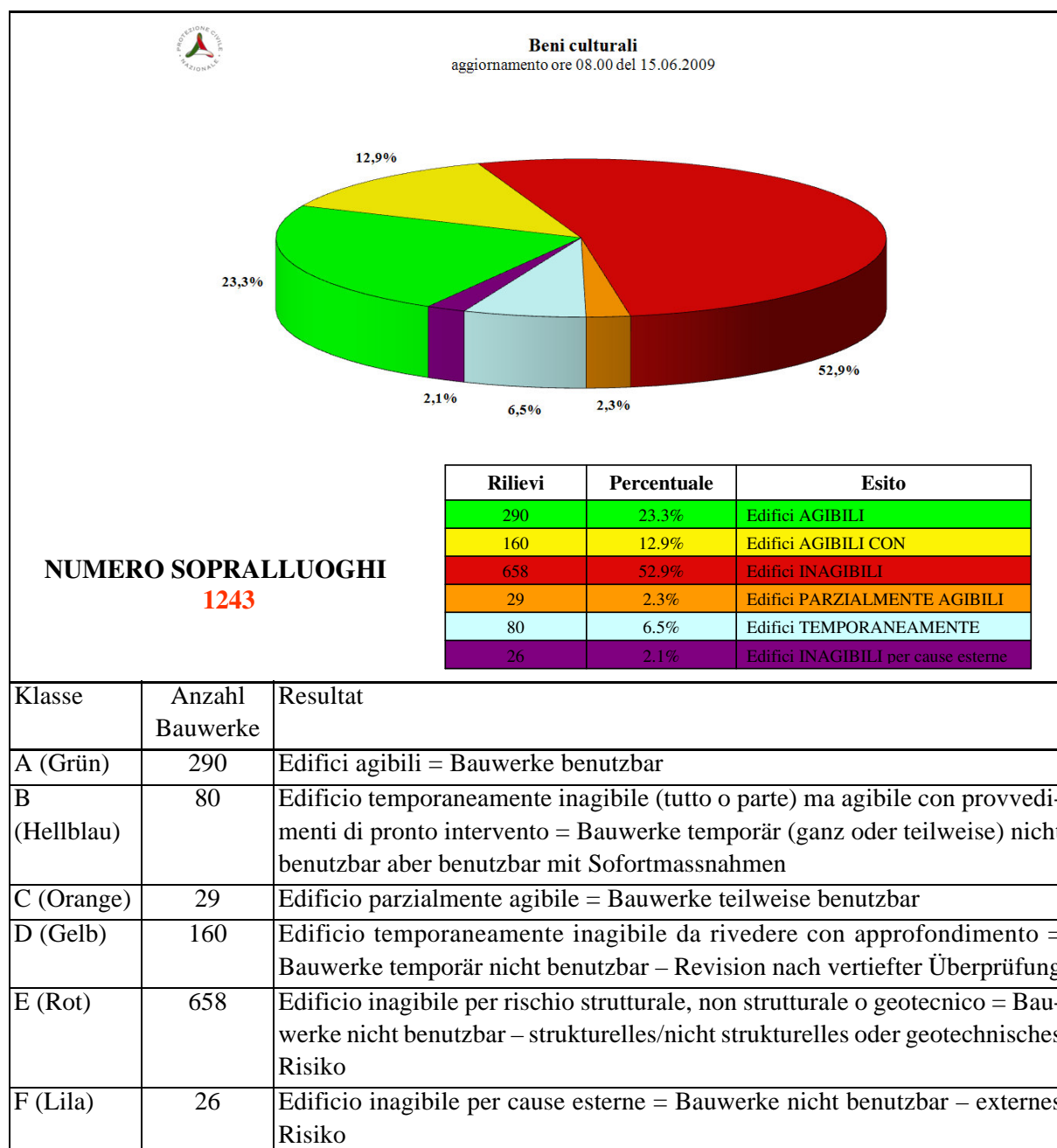


Tabelle 6.1: Resultate der Inspizierung von Kulturdenkmäler in der Region L’Aquila (Quelle: <http://www.protezionecivile.it>, Stand 15. Juni 2009).

6.2 Typische Schäden an Kulturbaudenkmälern

Die meisten der Monumentalbauten, die durch das Erdbeben von L' Aquila mehr oder weniger stark beschädigt wurden sind mittelalterliche Kirchen und Palastbauten. Generell verursachen bei Kulturbaudenkmälern schlanke Wände, grosse und schwere architektonische Elemente, wie Gewölbe und Kuppeln, und das Fehlen von Zwischendecken eine Verletzbarkeit, die sogar bei Erdbeben geringer Intensität weit grössere Schäden zur Folge hat als bei gewöhnlichen Bauten. Die am häufigsten beobachteten Schäden sind:

- 1) Reissen und Versagen von Gewölben,
- 2) Schäden durch Stauchung und Abscheren von Mauerwerkspfeilern in Kirchen,
- 3) Rutschen oder Auskippen der Spitzen von Glockentürmen und
- 4) Versagen aus der Ebene von Giebelfassaden oder Apsiden.

Im Mittelalter entstanden Dörfer und Siedlungen meist indem Häuser um die errichtete Hauptkirche herum gebaut wurden. Neben den Hauptkirchen, die Schutzheiligen gewidmet waren, entstanden unzählige weitere kleinere Kirchen. Die Hauptkirchen bestehen typischerweise aus zwei bis drei Kirchenschiffen, einer Apsis und ein oder zwei seitlichen Kapellen, einem Glockenturm und manchmal einem Querschiff. Sie sind meist mittig auf einem städtischen Platz angeordnet und haben einen Treppenaufgang an der Hauptfassade. Kleinere Kirchen bestehen in der Regel aus einem Kirchenschiff, manchmal mit einer Apsis, einem Satteldach und generell kleineren Abmessungen. Beide Kirchentypen wurden primär aus Kalkstein gebaut, wobei die Wandaufbauten in Abhängigkeit von der Art des verwendeten Wandputzes variierten. Meist wurden die Steine einschichtig mit Quadern begrenzter Grösse (15 - 25 cm) verbaut. Findet man mehrschichtige Mauerwerkswände vor, weist das eher auf den Verbau von Steinen aus eingestürzten oder beschädigten alten Kirchen hin.

Da die kleineren Kirchen sich durch eine einfache Struktur, keine Gewölbe, keine Kuppel oder einen Glockenturm charakterisieren, zeigen sie gegenüber den Hauptkirchen ein völlig anderes Schadensbild. Die Hauptkirchen haben wesentlich höhere Schäden, da sie zusätzlich zur beanspruchten Tragstruktur seismisch besonders verletzliche architektonische Elemente besitzen [LP04].

6.2.1 Versagensmechanismen bei Kirchenbauten

Das italienische Ministerium für Zivilschutz hat 2001 im Rahmen der Berichterstattung zur Schadensenerhebung von Kulturgut nach einem Erdbeben Formulare sowohl für Kirchen- als auch für Palastbauten entwickelt, die die wesentlichen Schadensbilder dieser Bauwerkstypen abdecken [DPC01].

Für Kirchenbauten sind im Rahmen der Schadensenerhebung in den oben genannten Formularen 18 Versagensmechanismen beschrieben. Sie sollen im Folgenden aufgezeigt und anschliessend mit Schadensbilder aus L' Aquila und Umgebung verglichen werden.

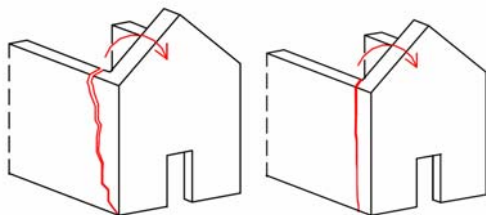


Bild 6.1: Schadenstyp K1: Auskippen der gesamten Fassade

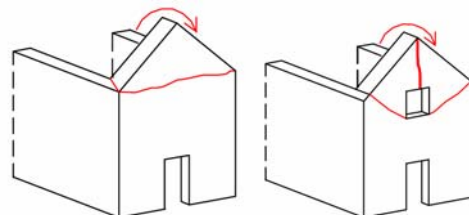


Bild 6.2: Schadenstyp K2: Versagensmechanismen im oberen Bereich der Fassade

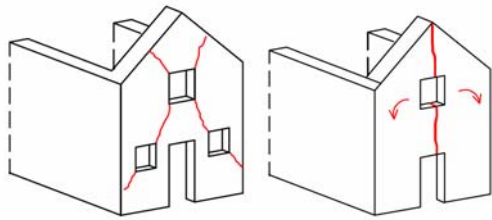


Bild 6.3: Schadenstyp K3: Versagensmechanismen innerhalb der Fassadenfläche

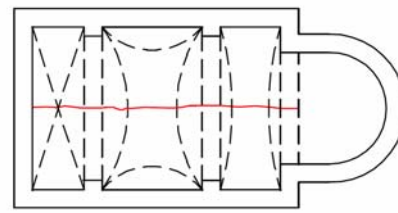


Bild 6.4: Schadenstyp K4: Schäden an der Halle oder des Querschiffs senkrecht zur Hauptrichtung

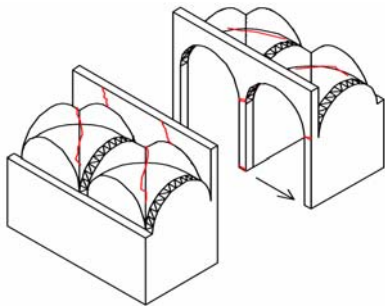


Bild 6.5: Schadenstyp K5: Schäden in Längsrichtung im Mittelschiff

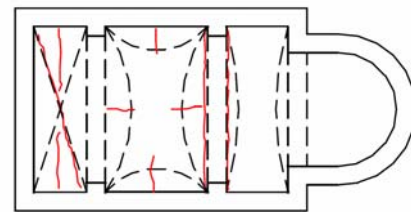


Bild 6.6: Schadenstyp K6: Gewölbeschäden im Mittelschiff

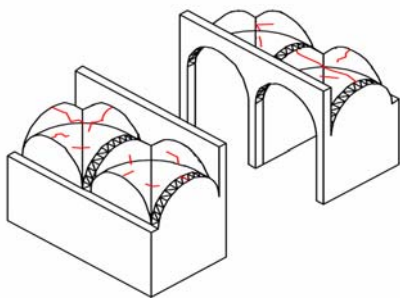


Bild 6.7: Schadenstyp K7: Gewölbeschäden in den Seitenschiffen und im Querschiff

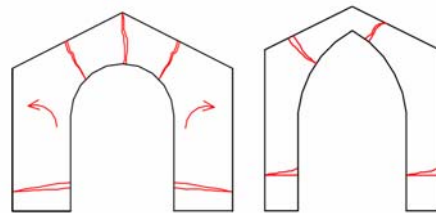


Bild 6.8: Schadenstyp K8: Schäden an Triumphbögen

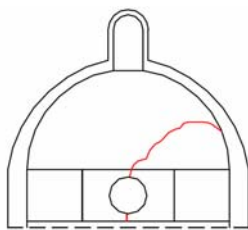


Bild 6.9: Schadenstyp K9: Schäden an der Domkuppel

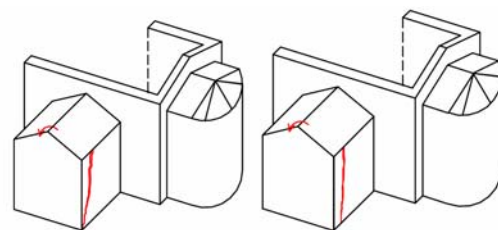


Bild 6.10: Schadenstyp K10: Auskippen von Seitenwänden

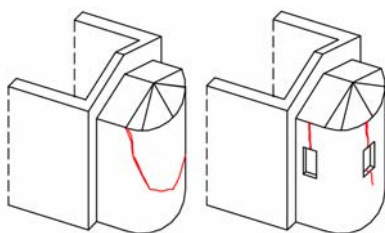


Bild 6.11: Schadenstyp K11: Auskippen der Apsis

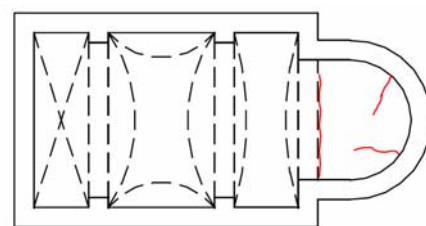


Bild 6.12: Schadenstyp K12: Gewölbeschäden im Presbyterium oder in der Apsis

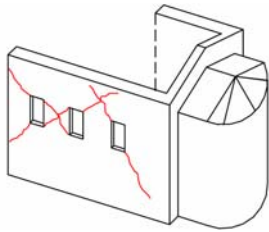


Bild 6.13: Schadenstyp K13: Schubversagen von Wänden

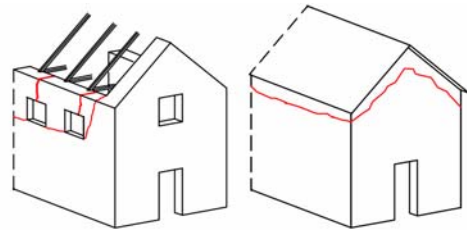


Bild 6.14: Schadenstyp K14: "Hämmern" des Dachs gegen obere Wandbereiche

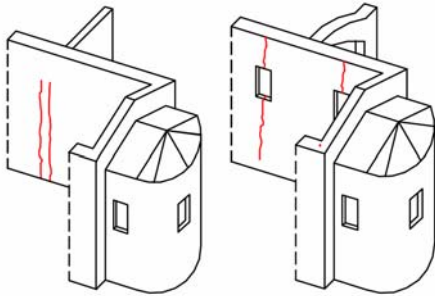


Bild 6.15: Schadenstyp K15: Interaktionen entlang oder nahe vertikalen Unregelmäßigkeiten in der Ebene

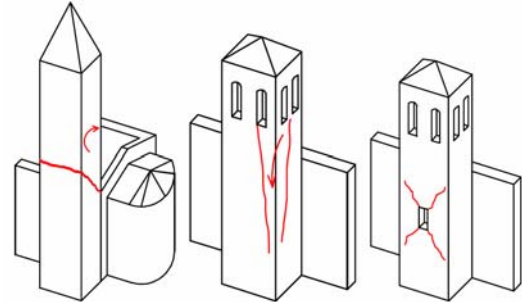


Bild 6.16: Schadenstyp K16: Schäden am Glockenturm

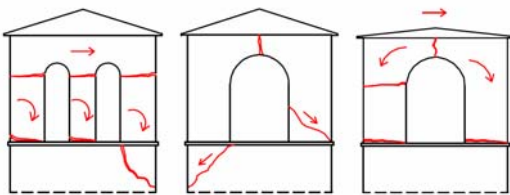


Bild 6.17: Schadenstyp K17: Schäden am Belfried

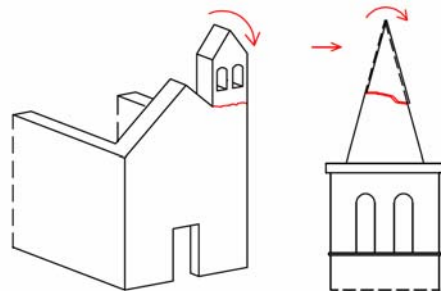


Bild 6.18: Schadenstyp K18: Schäden an auskragenden, vorspringenden Elementen (Turmspitzen, Zinnen, Statuen)

6.2.2 Versagensmechanismen bei Palazzi

Für Palastbauten sind im Rahmen der Schadenserhebung in den oben genannten Formularen 22 Versagensmechanismen beschrieben. Sie sollen ebenfalls im Folgenden aufgezeigt und anschliessend mit Schadensbilder aus L'Aquila und Umgebung verglichen werden.

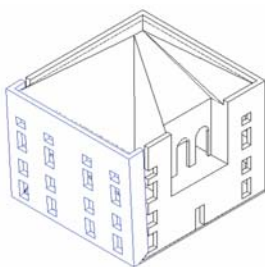


Bild 6.19: Schadenstyp P1: Auskippen von Wänden oder Wandteilen

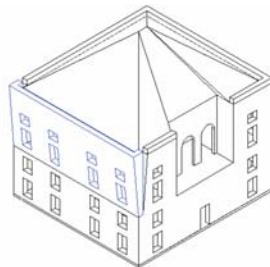


Bild 6.20: Schadenstyp P2: Vertikale Instabilität der Wände

Schäden an Kulturgut – Kirchen und Paläste in L’Aquila und dessen Umland

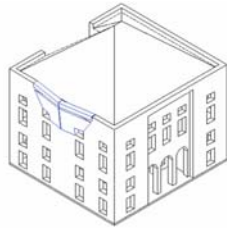


Bild 6.21: Schadenstyp P3: Biegeversagen der Wände

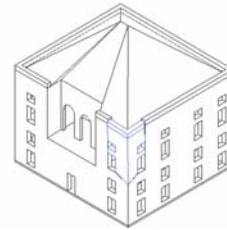


Bild 6.22: Schadenstyp P4: Auskippen von Wanddeckbereichen

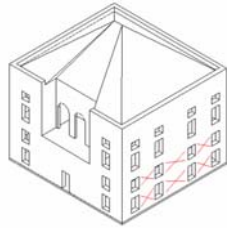


Bild 6.23: Schadenstyp P5: Schubversagen der Aussenwände – Vertikale Elemente

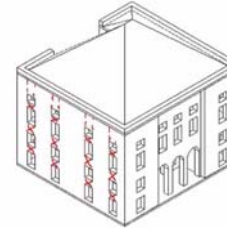


Bild 6.24: Schadenstyp P6: Schubversagen der Aussenwände – Horizontale Elemente

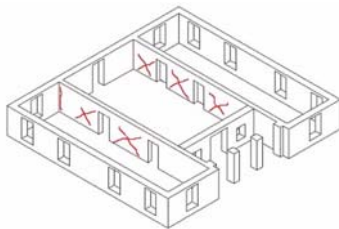


Bild 6.25: Schadenstyp P7: Schubversagen der Innenwände

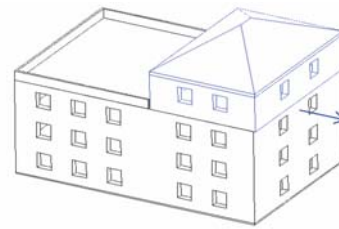


Bild 6.26: Schadenstyp P8: Gleiten des Dachgeschosses

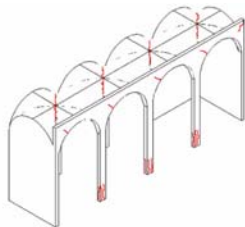


Bild 6.27: Schadenstyp P9: Gewölbeschäden – Bogengang

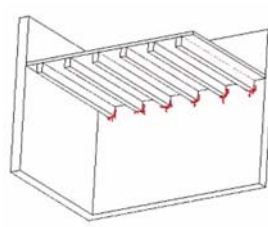


Bild 6.28: Schadenstyp P10: Aufreissen der Balkenlagerung und/oder “Hämmern” der Decken gegen Wände

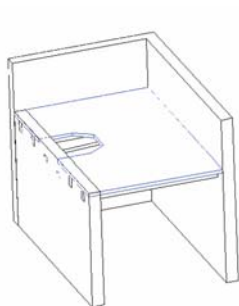
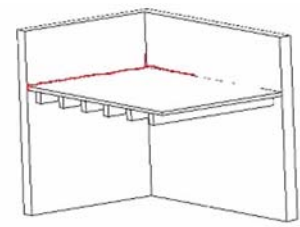
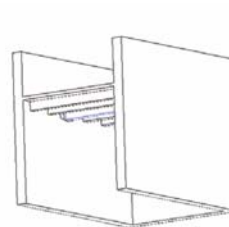


Bild 6.29: Schadenstyp P11: Lokaleinsturz der Gewölbestruktur

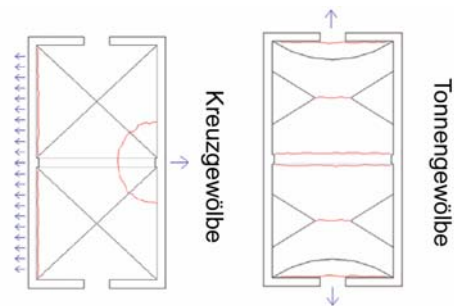
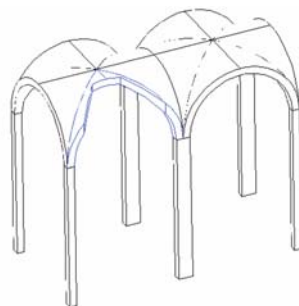


Bild 6.30: Schadenstyp P12: Gewölbeschäden durch Verdrehung des Kämpfers

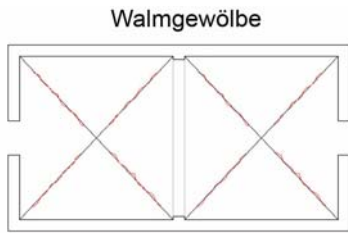


Bild 6.31: Schadenstyp P13: Gewölbeschäden durch Verformungen in der Ebene

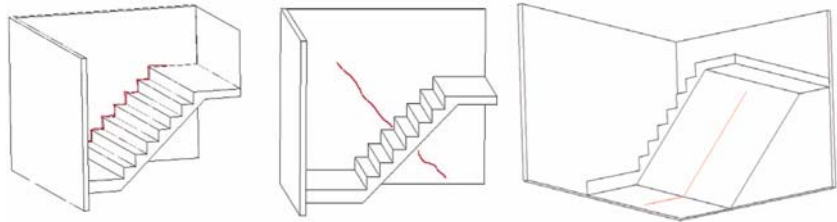


Bild 6.32: Schadenstyp P14: Schäden an Treppenläufen

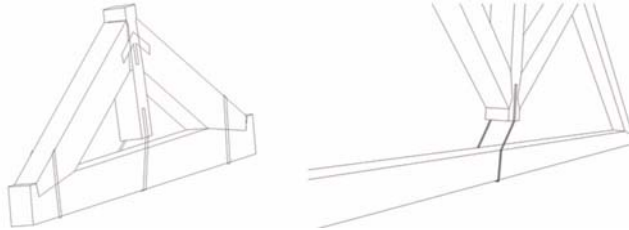


Bild 6.33: Schadenstyp P15: Schäden an Dachelementen

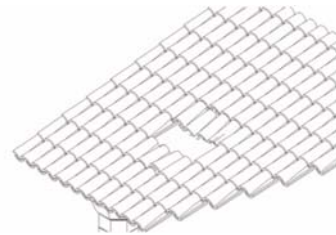


Bild 6.34: Schadenstyp P16: Schäden an der Dachhaut

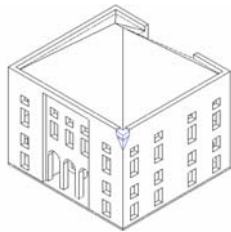


Bild 6.35: Schadenstyp P17: Auskippen der horizontalen elementen im Dachgeschoss und Giebelbereich

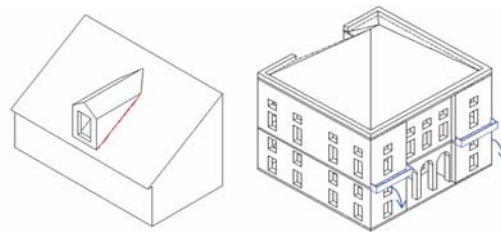


Bild 6.36: Schadenstyp P18: Schäden an vorspringenden/ausragenden Elementen

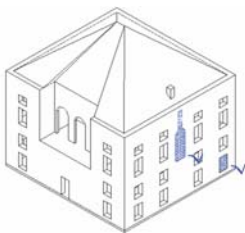


Bild 6.37: Schadenstyp P19: Lokaleinstürze durch bauliche oder werkstoffliche Unregelmässigkeiten

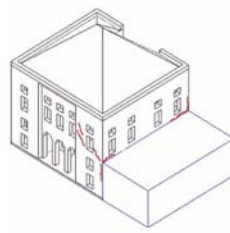


Bild 6.38: Schadenstyp P20: Schäden infolge Unregelmässigkeiten in der Gebäudeform

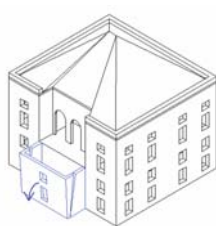
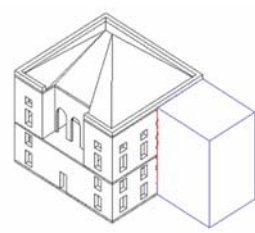
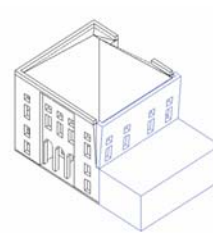


Bild 6.39: Schadenstyp P21: Schäden infolge Anbauten

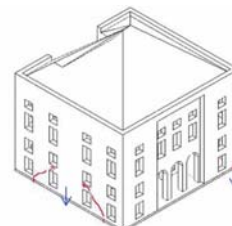
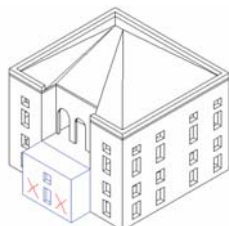


Bild 6.40: Schadenstyp P22: Schäden infolge Fundamentabsenkungen

6.3 Kirchen im Stadtzentrum von L’Aquila

6.3.1 Chiesa di Santa Margherita detta dei Gesuiti

Die Kirche ist ursprünglich aus dem XVII Jahrhundert und mit eher kleinen Steinen gebaut. Die Öffnungen für Fenster und Tore sind ebenfalls klein, was die verhältnismässig geringen Schäden erklären könnte, die von aussen sichtbar sind. Einige Schäden sind bei der hinteren Fassadenwand erkennbar.



Bild 6.41: Keine sichtbaren Schäden nach dem Erdbeben (AD0450)



Bild 6.42: Leichte Schäden an herausragenden Wandelementen auf dem Dach gem. Mechanismus K18 (AD0454)



Bild 6.43: Detailansichten der Schäden an der Kirche nach dem Erdbeben: Auskippen eines Fassadenteils gem. Mechanismus K3 im Bereich einer (nachträglich verschlossenen) Öffnung, lokaler Querschnittsaufbruch im Bogenmauerwerk erkennbar (AD0456, AD0457, AD0458, AD0459)

6.3.2 Chiesa dell'Annunziata

Die Kirche stammt ursprünglich aus dem XVIII Jahrhundert. Die vordere Fassade besteht hauptsächlich aus behauenen Natursteinblöcken und hat dementsprechend wenige Schäden erlitten. Nur beim oberen Teil der vorderen Fassade, die aus Bruchsteinmauerwerk besteht, sind Schäden entstanden.



Bild 6.44: Ansicht der Kirche vor dem Erdbeben
(Quelle: www.viaggioinabruzzo.it)



Bild 6.45: Ansicht an die Kirche mit Schäden nach dem Erdbeben. Auskippen des Giebelbereichs der (vorgemauerten) Fassade gem. Mechanismus K2 (AD0462)

6.3.3 Chiesa di San Francesco di Paola

Die Kirche stammt ursprünglich aus dem XVII Jahrhundert. Die vordere Fassade besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit jeweils links und rechts einem Eckpfeilern aus behauenen Steinblöcken. Der obere Teil der Fassade ist eingestürzt.



Bild 6.46: Ansicht an die Kirche mit Schäden nach dem Erdbeben. Herausbrechen grosser Teile der oberen Fassadenfläche gemäss Mechanismus K2 (AD0554)

6.3.4 Duomo San Massimo de L’Aquila

Der Dom wurde 1257 erbaut und im Erdbeben von 1703 zerstört. Es erfolgten Restaurationen in den Jahren 1887 und 1915. Von der Strasse aus sind keine Schäden sichtbar. Aus der Luft (AIR0001, Situation am 06.04.2009) sieht man hingegen, dass Teile des Dachs und eine Wand im Innenhof eingestürzt ist.



Bild 6.47: Keine sichtbaren Schäden an der Hauptfassade des Duomo (AD0572)

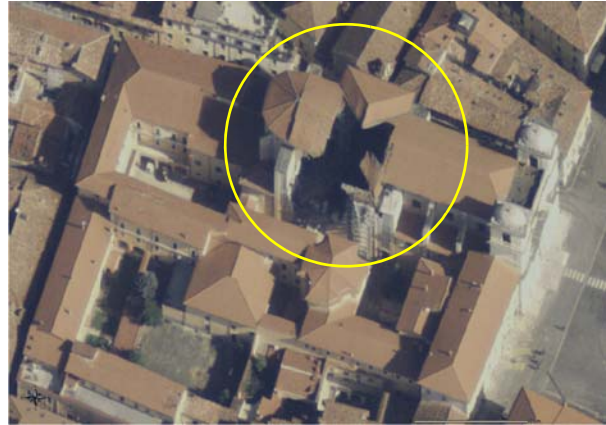


Bild 6.48: Teilweiser Einsturz des Dachs des Querschiffs infolge Mechanismen K4, K10 oder K13 (AIR0001)

6.3.5 Chiesa Santa Maria Paganica

Die Kirche ist ursprünglich aus dem XIII Jahrhundert. Die heutige Konfiguration entspricht dem Wiederaufbau nach dem Erdbeben von 1703. Die Kirche wurde damals praktisch vollkommen zerstört. Nahezu das gesamte Dach und der obere Teil der Seitenwände sind eingestürzt. Auf den Fotos aufgenommen aus der “Piazza Santa Maria Paganica” sind die Details der Dachstruktur zu erkennen. Die äussere Hülle scheint aus Backstein zu sein, was darauf hinweist, dass das Dach erst kürzlich ersetzt wurde.



Bild 6.49: Ansichten an die Kirche vor dem Erdbeben (<http://www.flickr.com>, SV0016)



Bild 6.50: Einsturz grosser Teile des mittleren Dachs gem. Mechanismus K4 und der Kuppel gem. Mechanismus K9 (AD0409, AD0411)



Bild 6.51: Sichtbarer neuer Dachaufbau und darunter liegendes altes Dachgewölbe (AD0410, AD0416)



Bild 6.52: Teileinsturz der Kuppel gem. Mechanismus K9 (AD0412)

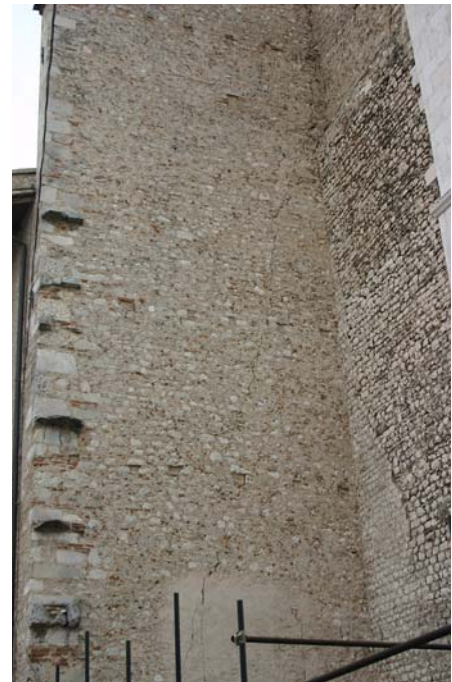


Bild 6.53: Risse in der Seitenwand gem. Mechanismus K10 (AD0427)

Schäden an Kulturgut – Kirchen und Paläste in L’Aquila und dessen Umland



Bild 6.54: Ansicht an die eingeriüstete Hauptfassade mit lokalen Schäden (AD0422)



Bild 6.55: Herausbrechen des oberen Teils der Giebelwand gem. Mechanismus K2 (AD0424)



Bild 6.56: Lokale Schäden an der Bogenstruktur der Öffnung mit Rissen in der Fassadenfläche gem. Mechanismus K3 (AD0426)

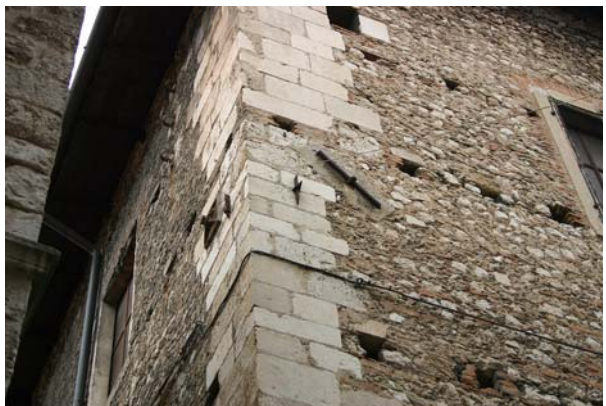


Bild 6.57: Kopfkanker in Wanddeckbereich und später eingebauter Zuganker (AD0430)



Bild 6.58: Herausbrechen eines Teils der oberen Seitenwand gem. Mechanismus K10 (AD0433)

6.3.6 Chiesa Santa Maria del Suffragio

Die Apsis der im Jahre 1703 nach einem Erdbeben teilweise wieder aufgebauten Kathedrale ist weit aufgebrochen und teilweise eingestürzt und gibt Sicht auf die Stuckaturen im Kuppelinneren des Doms. Sie ist aus Bruchsteinmauerwerk gebaut.



Bild 6.59: Ansichten an die Kirche vor (<http://www.wikipedia.org>) und nach dem Erdbeben (AD0934)



Bild 6.60: Ansicht an die Hauptfassade mit der im Hintergrund gem. Mechanismus K11 und/oder K12 eingestürzten Apsis (AD0566, AD0568)

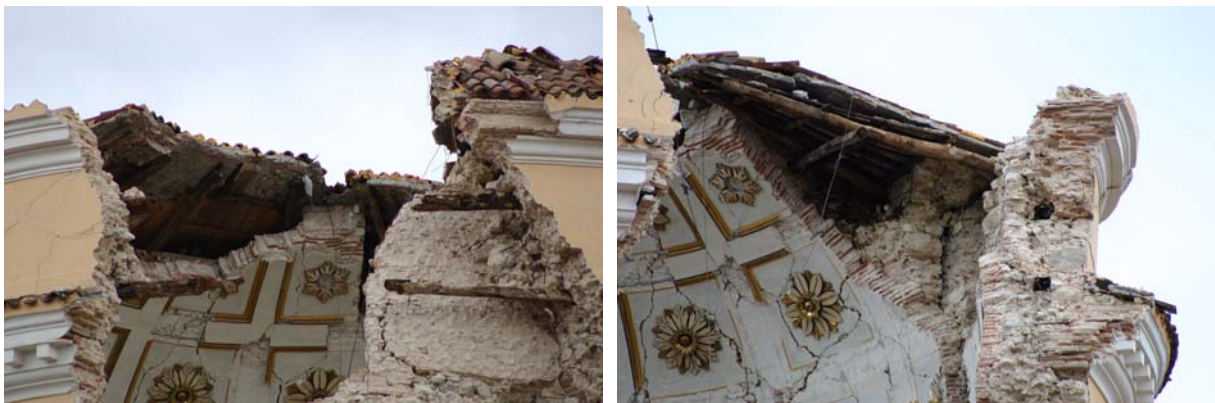


Bild 6.61: Apsis eingestürzt mit gem. Mechanismus K11 und/oder K12: Sicht auf die Gewölbestructur und die Bruchsteinmauerwände (AD0569, AD0571)

6.3.7 Chiesa di San Marco

Die Kirche stammt ursprünglich aus dem XIII-XVIII Jahrhundert. Die vordere Fassade ist aus behauenen Steinblöcken, der Rest der Kirche aus Bruchsteinmauerwerk. Trotz der behauenen Steinblöcke sind in der vorderen Fassade grosse Risse aufgetreten. Die Seitenmauer in “Via die Neri” (siehe Bild 6.64) hat aus der Ebene versagt und ist fast eingestürzt.



Bild 6.62: Ansicht an die mit grossen Rissen durchzogene Hauptfassadenwand gem. Mechanismus K3 (AD0924)



Bild 6.63: Lokale Ausbrüche an den Öffnungen innerhalb der Fassadenfläche gem. Mechanismus K3 (AD0925)



Bild 6.64: Auskippen der Seitenwand gem. Mechanismus K10 (AD0930)

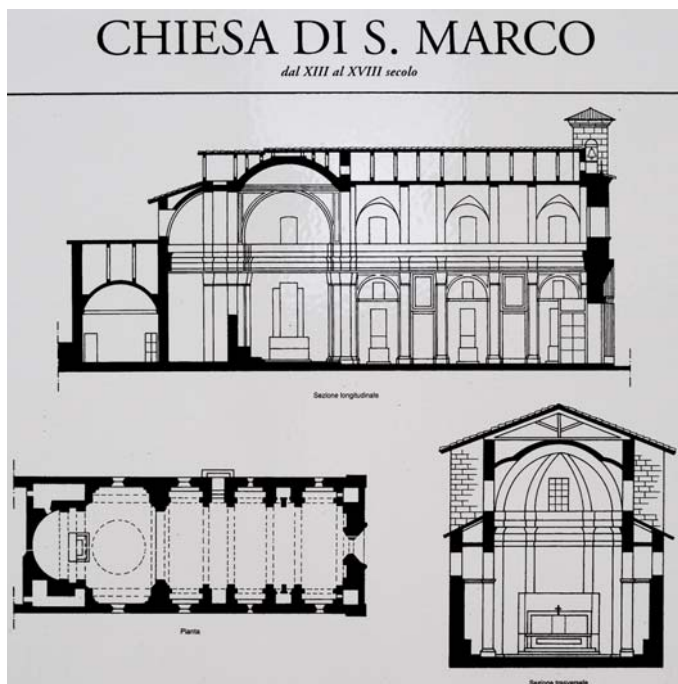


Bild 6.65: Grundriss, Längs- und Querschnitt der Kirche (AD0931)

6.3.8 Complesso Monumentale e Chiesa di Sant'Agostino

Die Kuppel der Barockkirche ist eingestürzt. Die Gebäudeteile sind auf das benachbarte Regierungsgebäude des historischen Stadtarchivs gestürzt. Viele seltene Dokumente, wie die Charta zum Stadtstatus von L'Aquila aus dem 13. Jahrhundert mussten geborgen werden.



Bild 6.66: Ansicht an die Kirche vor dem Erdbeben (<http://images.google.ch>)



Bild 6.67: Totaleinsturz der Kuppel auf benachbartes Gebäudem. Mechanismus K9 (AD0565)



Bild 6.68: Grosse Risse in Aussenwänden unterhalb der Kuppel gem. Mechanismus K13 (AD0562)



Bild 6.69: Schäden an triumphbogen-ähnlichem Gebäudeteil gem. Mechanismus K8 (AD0927)

6.3.9 Zwei Kirchen in Via Buccio di Ranallo

Die vordere Fassade der ersten dokumentierten Kirche besteht hauptsächlich aus behauenen Natursteinblöcken und hat sich vom Rest des Gebäudes abgetrennt. Es scheint, wie wenn ein Versagen aus der Ebene der Fassade sehr nahe wäre. Die Fassade der zweiten dokumentierten Kirche ist vom Stil her ähnlich der Kirche Santa Maria Paganica (Siehe Abschnitt 6.3.5). Die Giebelwand der Fassade hat versagt, weil sie nicht gut an die Dachhaut fixiert war. Auf AD0877 (siehe Bild 6.72) sieht man den Bruch zwischen Giebelwand und Dachhaut sehr deutlich.



Bild 6.70: Sichtbares Ablösen der Hauptfassade und starke Risse innerhalb der Fassadenfläche gem. Mechanismen K1 und K3 (AD0479, AD0480)



Bild 6.71: Ansicht auf die zweite Kirche und das benachbarte Kloster mit Schäden am Glockenturm gem. Mechanismus K16 (AD0484, AD0483)



Bild 6.72: Auskippen der Giebelwand der Kirche gem. Mechanismus K2 (AD0876, AD0877)

6.4 Kirchen in den Umgebungen von L'Aquila

Auch Kirchen in den umliegenden Ortschaften der Stadt sind stark beschädigt worden. Im Rahmen der Erkundungsmission wurden die Dörfer Casentino, Civita di Bagno, Monticchio, Onna, Paganica und Sant'Eusanio Forconese besichtigt und die Schäden an den Kulturdenkmälern fotografisch festgehalten. Vollständig gesperrt waren der historische Kern der Dörfer Fossa und Bazzano.

6.4.1 Casentino

Die Chiesa di San Giovanni Evangelista im alten Dorfkern wurde stark beschädigt. Der obere Teil der Hauptfassadenwand ist heraus gefallen, die Fassade selbst hat sich teilweise abgelöst und die Apsis ist fast vollständig eingestürzt. Schäden am Glockenturm sind nicht erkennbar



Bild 6.73: Ansichten an die Kirche vor dem Erdbeben (<http://www.inabruzzo.it>)



Bild 6.74: Einsturz der Apsis gem. Mechanismen K11 und K12 (FBR_P1000191)



Bild 6.75: Gross Risse in der Aussenwand gem. Mechanismus K13 (FBR_P1000197)



Bild 6.76: Herausfallen des Giebels und Ablösen der Wand gem. Mechanismen K1 und K2 (FBR_P1000199, FBR_P1000201)

6.4.2 Civita di Bagno

Die antike Cattedrale di San Massimo in Forcona, entstanden um 443 n.Chr. im Ortskern wurde beschädigt sowie die daneben erbaute Chiesa di San Raniero aus dem Jahre 1931.

Der Turmaufbau der alten Kathedrale ist eingestürzt. Bei der Kirche hat die Giebelwand aus der Ebene versagt und es zeigen sich lange Risse in der Aussenwand. Weiterhin ist bei der Fassadenwand ein beginnendes Ablösen im oberen Bereich zu erkennen. Weitere Kirchen im Ort, wie zum Beispiel die Chiesa Santa Maria degli Angeli und eine Kirche entlang der Strasse nach L’Aquila (siehe Bild 6.79), wurde ebenfalls stark beschädigt.



Bild 6.77: Ansichten an die antike Kathedrale vor dem Erdbeben (<http://www.inabruzzo.it>)



Bild 6.78: Einsturz des Turmaufbaus der antiken Kathedrale gem. Mechanismus K16 und heraus gefallene Steine in der Fassadenwand gem. Mechanismus K3 (SFR_1924)



Bild 6.79: Kirche entlang der Strasse SR5bis nach L'Aquila: Ablösen der Fassadenwand und Teileinsturz des Daches gem. Mechanismen K1 und K3 (<http://www.inabruzzo.it>)



Bild 6.80: Chiesa Santa Maria degli Angeli: Grosse Risse und Ablösen der Fassadenwand, Teileinsturz des Daches gem. Mechanismen K1 und K3 (<http://www.inabruzzo.it>)



Bild 6.81: Herausfallen der Giebelwand der Chiesa gem. Mechanismus K2 und beginnendes Ablösen der Fassadenwand gem. Mechanismus K1. Leichte Schäden am Dachaufbau gem. Mechanismus K18 (XMI_2467_1, FBR_P1000082, FBR_P1000078, FBR_P1000076)

6.4.3 Monticchio

Monticchio liegt lediglich 2 km von dem durch das Erdbeben völlig zerstörten Dorf Onna entfernt. Der historische Dorfkern, um 1223 entstanden, hat keine nennenswerten Schäden erlitten. Am Pfarrhaus San Nicola di Bari und dem dazugehörigen Turm, sind keine sichtbaren Schäden vorhanden. Die unterschiedlichen Standortbedingungen scheinen den Unterschied im Schadensausmass zwischen den zwei Dörfern auszumachen: Monticchio ist auf hangseitigem Fels gebaut währenddessen Onna unten in der Flussebene auf weicheren Bodenschichten stand.



Bild 6.82: Pfarrhaus und Turmaufbau ohne sichtbare Schäden (FBR_P1000313 & SFR_2041)



Bild 6.83: Weitere Kirche in Monticchio ohne sichtbare Schäden am Kirchbau oder Turm; An den Pfeilern des Turmes sind Sicherungsmassnahmen in Form von Stahlbändern, an der Seitenwand der Kopfe eines Ankers zu erkennen (FBR_P1000308, FBR_P1000309, FBR_P1000318, FBR_P1000319)

6.4.4 Onna

Das Dorf, dessen Ursprünge bis ins Jahr 1178 zurückreichen, wurde nahezu vollständig zerstört. Die Chiesa San Pietro Apostolo am Dorfplatz hat Schäden erlitten indem ein Versagen aus der Ebene des oberen Teils des Portals erfolgte. Die Schäden im Innern der Kirche sind ebenfalls erheblich.



Bild 6.84: Herausfallen der Giebelwand der Fassade; Sichtbare horizontale Verschiebung der mittleren Steinlagen der Seitenwand gem. Mechanismen K2 und K13 (AD0028, XMI_2429)

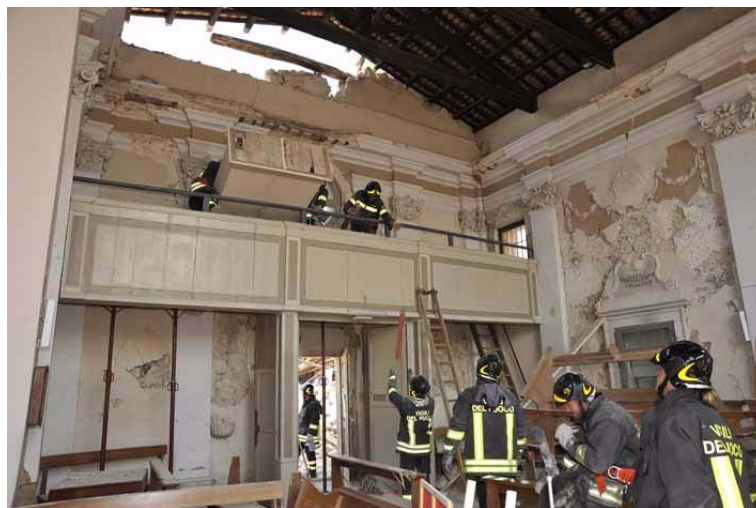


Bild 6.85: Grosse Risse an den Wänden im Innern mit abgeplatzten Stuckaturen gem. Mechanismen K2 und K13 (<http://www.vigilfuoco.it>)

6.4.5 Paganica

Die Erbauung des historischen Stadtkerns von Paganica reicht bis ins 12. Jahrhundert zurück. Bei der Besichtigung ist der historische Stadtkern grösstenteils gesperrt. Die Fotos entstanden an der Piazza Regina Margherita im Ortskern.



Bild 6.86: Ansicht an die Chiesa della Concezione vor dem Erdbeben (<http://it.wikipedia.org>)



Bild 6.87: Chiesa della Concezione: Auskippen der gesamten Fassade gem. Mechanismus K1 (XMI_2605)

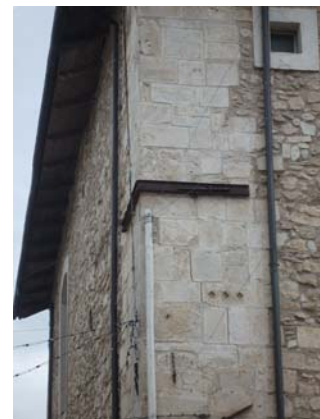


Bild 6.88: In der oberen Seitenwand der Kirche sind Teile herausgefallen gem. Mechanismus K13 (XMI_2608). Am Pfarrhaus aussen sichtbare Befestigungen von Ankerköpfen; Eckpfeilern des Pfarrhauses als Sicherungsmassnahmen mit Stahlelementen zusammengebunden (FBR_P1000280, FBR_P1000287, FBR_P1000286)

6.4.6 Sant'Eusanio Forconese

Der historische Ortsteil ist komplett abgesperrt. Die Fotos entstanden von einem Hügel aus neben dem Ort. Zu erkennen sind die Chiesa di Sant'Eusanio (11.-13. Jahrhundert) und die Chiesa della Madonna della Pietà. Beide Kirchen weisen sichtbare Schäden vor allem im Fassadenbereich auf.



Bild 6.89: Ansichten an die Chiesa di Sant'Eusanio vor dem Erdbeben (<http://www.viaggioinabruzzo.it>)



Bild 6.90: Auskippen der Giebelwand und Herausfallen der Rosette in der Fassade, sichtbare grosse Risse in Fassadenfläche und Schäden am Glockenturm gem. Mechanismen K2, K3 und K18 (XMI_2557_1)



Bild 6.91: Ansichten an die Chiesa della Madonna della Pietà vor dem Erdbeben (<http://www.inabruzzo.it>)



Bild 6.92: Herausbrechen eines Teils der Fassadenwand an einer Fensteröffnung gem. Mechanismus K3 (XMI_2555_1)

6.5 Palazzi im Stadtzentrum von L'Aquila

6.5.1 Rathaus / Palazzo Margherita

Das Gebäude ist aus Bruchsteinmauerwerk mit an den Ecken und im ersten Stockwerk behauenen Natursteinblöcken. Der Turm ist ganz aus behauenen Natursteinblöcken gebaut.

Laut verschiedenen Artikeln im Internet scheint das Dach des Palazzo eingestürzt. Am Turm sind keine offensichtlichen Schäden zu sehen.

Eine Gedenktafel mit Namen der Wohltäter eines lokalen Waisenhauses, datiert zurück auf 1542, liegt zerbrochen vor dem Gebäude.



Bild 6.93: Sichtbare Abplatzungen im Bereich der Kopplungsriegel auf Deckenhöhe (Kopfanker) in Aussenwand gem. Mechanismus P10 (AD0444)



Bild 6.94: keine sichtbaren Schäden im oberen Bereich des Glockenturms (AD0445)



Bild 6.95: Abplatzungen an der Gebäudefuge zum Turm infolge "pounding" (AD0446)



Bild 6.96: Sichtbare Risse am Turmfuss möglicherweise infolge des Bebens gem. Mechanismus K16 (AD0447)

6.5.2 Palazzi an der Piazza del Palazzo

Beide dokumentierte Gebäude neben dem Rathaus (siehe Abschnitt 6.5.1) bestehen aus Bruchsteinmauerwerk mit Ecken aus behauenen Natursteinblöcken.



Bild 6.97: Versagen im oberen Bereich der Fassadenaussenwand gem. Mechanismus P3 (AD0443)



Bild 6.98: Schäden am Dach, die aufgrund der Abdeckung nicht definierbar sind (AD0448)

6.5.3 Palazzo Ardinghelli

Der Palast wurde zwischen 1732 - 1742 erbaut (XVIII Jahrhundert). Die schwere Brüstung des Balkons über dem Haupteingang ist heruntergefallen.



Bild 6.99: Ansicht an den Palazzo vor dem Erdbeben
(<http://www.inmontagnaonline.com>)



Bild 6.100: Heruntergefallen der Fensterverkleidungen und der Balkonbrüstung gem. Mechanismus P18 (AD0414)

6.5.4 Palazzo in der Via Paganica

Das Gebäude besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Ecken aus behauenen Natursteinblöcken. Ein Fenstergitter ist abgefallen, weil der Mauerfuss versagt hat.



Bild 6.101: Lokaler Schaden am Fenster im Erdgeschoss (AD0436)



Bild 6.102: Heruntergefallenes Fenstergitter nach Versagen des Fusses der Fassadenvormauerung gem. Mechanismus P6 (AD0437)

6.5.5 Palazzi in der Via Roma

Die beiden dokumentierten Gebäude sind aus Mauerwerk, das beschriebene zweite besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Ecken aus behauenen Natursteinblöcken.



Bild 6.103: Palast 1: Heruntergefallene schwere Balkonbrüstung gem. Mechanismus P18 (AD0451)



Bild 6.104: Palast 2: Bedeutende Schäden an den Aussenwänden aus Bruchsteinmauerwerk gem. Mechanismen P5 und P6 (AD0455)



Bild 6.105: Palast 2: Bedeutende Schäden an den Aussenwänden aus Bruchsteinmauerwerk gem. Mechanismen P5 und P6 (AD0464, AD0453)

6.5.6 Palazzo an der Piazza Fontesecco

Das Gebäude besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Ecken aus behauenen Natursteinblöcken. Im Falle dieses Gebäudes sind nur minimale visuelle Schäden entstanden.



Bild 6.106: Ansicht an den Palazzo ohne sichtbare grössere Schäden (AD0478)

6.5.7 Hauptgebäude der L’Università degli Studi an der Piazza Vincenzo Rivero

Das Gebäude besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Ecken aus behauenen Natursteinblöcken. Infolge fehlender Zugstangen sind schwere Schäden an den Fassaden entstanden (Herausbrechen der Gebäudecken. Die Fassade zur Via Roma wurde durch das eingestürzte Nachbargebäude beschädigt (AD0467, siehe Bild 6.107).



Bild 6.107: Schwere sichtbare Schäden an der Fassadenwand gem. Mechanismus P17 (AD0460, AD0461) und Schäden am Gebäude durch Einsturz des Nachbargebäudes (AD0467)

6.6 Folgerungen für die Erdbebenprävention in der Schweiz

Kulturgüter sind Teil unserer Identität und bedürfen eines besonderen Schutzes. In der Schweiz sind gemäss dem “Expertenbericht Erdbeben und Kulturgüter” (Bundesamt für Bevölkerungsschutz BABS, [BAB04]) bis dato keine spezifischen Präventionsmassnahmen gegen die Einwirkungen eines Erdbebens auf Bau- und Kulturdenkmäler getroffen worden. Es besteht deshalb ein grosser Handlungsbedarf in der Verbesserung der Erdbebensicherheit historisch bedeutender Bauten und Anlagen.

Die Schweiz besitzt ein reiches und vielfältiges kulturelles Erbe. Unter dem Begriff “Kulturgut” lassen sich allgemein anerkannte Bau- und Kulturdenkmäler, historische Stätte, archäologische Grabungszonen, aber auch mobile Gegenstände wie Bilder, Archivalien und Geräte, sowie Industriedenkmäler, Bauten des Gewerbes und des Verkehrs zusammenfassen. Eine Gesamtsicht zur Erdbebensicherheit der Kulturgüter ist wegen dieser Vielfalt und der Komplexität der Objekte schwierig und existiert in unserem Lande bisher nicht.

In einem ersten Schritt ist das BABS zusammen mit dem Institut für Denkmalpflege und Bauforschung IDB der ETH Zürich in einem Vorprojekt daran, denkmalgeschützte Bundesbauprojekte, die auf ihre Erdbebensicherheit überprüft und teilweise ertüchtigt wurden, zu untersuchen. Ziel ist es, die Objekte hinsichtlich ingenieurtechnischer, denkmalpflegerischer-konservatorischer und gesamtkultureller Kriterien zu bewerten.

6.7 Schlussbemerkungen

Laut Aussagen von Giorgio Croci, Professor für strukturelle Probleme an Monumenten und historischen Bauwerken an der Universität “La Sapienza” in Rom und international anerkannter Experte für altertümliche Bauwerke, trägt auch die historische Bausubstanz zum Ausmass der Schäden in L’Aquila bei. Die eingesetzten Methoden der mittelalterlichen Baumeister sind ein Schlüsselfaktor bei den eingetretenen Schäden.

Zu Zeiten des Römischen Reichs sind Monumente und Gebäude mit qualitativ gutem Mörtel errichtet worden, weshalb sie auch nach 2’000 Jahren noch stehen. Auch in der Renaissance wurden hochwertige Steine in regelgerechten Proportionen verbaut. Im ärmeren Mittelalter dagegen ist die Qualität der Materialien häufig nicht so gut gewesen, auch hat man nicht so massiv gebaut.

Deshalb ist die Bausubstanz aus diesen Jahrhunderten bei Beben mehr gefährdet. “Sie müssen solche Gebäude verbessern”, sagte er. Wände könnten wenig kostspielig mit Ketten gesichert werden, dass sie bei Beben nicht so stark schwanken. Und Holzbalken könnten mit Eisenhaken an Steinwänden verankert werden. (Quelle: <http://www.guardian.co.uk>)

Bereits nach dem Erdbeben von 2002 in Molise hatte sich in Italien die Vermutung bestätigt, dass die ohnehin grosse seismische Verletzbarkeit historischer Mauerwerksbauten durch umgesetzte Verstärkungsmassnahmen der letzten 50 Jahre teilweise noch erhöht wurde. Der Ersatz der ursprünglichen Holzdachkonstruktionen mit neuen Stahlbeton- oder Stahlelementen, der Einbau von Zugbalken aus Stahlbeton ins Mauerwerk und neue Stahlbetondecken oder die Umhüllung von Schubwänden mit Stahlbeton sind weit verbreitete realisierte Eingriffe. Diese Massnahmen führen jedoch teilweise zu höheren Erdbebeneinwirkungen (durch die grössere Masse) und zu Verformungen, die nicht verträglich mit den alten Mauerwerkswänden sind [LP04].

7 Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen

Friederike Braune

Nichttragende Elemente und Installationen eines Gebäudes oder einer Anlage sind nicht Teil der lastabtragenden Gebäudestruktur – des Tragsystems. Aus diesem Grund werden sie bei den statischen Berechnungen und der Bemessung meist nicht berücksichtigt und grösstenteils bei den Erdbebenberechnungen ignoriert. Die Eurocodes und die Swisscodes beinhalten in den Erdbebenanforderungen Nachweisverfahren für nichttragende Gebäudeelemente.

Nichttragende Elemente und Installationen sind normalerweise am Gebäude befestigt oder im Gebäude angeordnet. Man unterscheidet zwischen architektonischen (zum Beispiel Brüstungen, Fassadenverkleidung, abgehängte Decken, Schilder, freistehende Mauern), maschinenbautechnischen (zum Beispiel Brandschutzeinrichtungen, Lagertanks, Rohrleitungen) und elektrotechnischen (zum Beispiel Motoren, Beleuchtungskörper, Computereinrichtungen) nichttragenden Elementen und Installationen.

Die Wichtigkeit einer sauberen erdbebengerechten Bemessung, Ausbildung und Befestigung nichttragender Elemente und Installationen hat sich erneut bei den aufgenommenen Schäden nach dem Erdbeben in L'Aquila gezeigt, tragen sie doch hauptsächlich zu den direkten Sachschäden bei. Zusätzlich werden durch ihre Beschädigung mit der Folge von Betriebsausfällen, vorallem bei Infrastrukturgebäuden, und zusätzlich dem Verlust an Marktanteilen die indirekten Verluste noch erhöht.

Da besonders Infrastrukturelemente schützenswert sind, die nach einem Erdbeben in der Rettungs- und/oder Bewältigungsphase unbedingt erforderlich sind, sowie Infrastrukturelemente deren Ausfall besonders grosse Konsequenzen haben (Lifelines oder kritischen Infrastrukturen genannt), sollen Beobachtungen aus L'Aquila im Bezug auf diese Gebäudetypen ebenfalls kurz formuliert werden. Besonders bei diesen Gebäuden spielen Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen eine wesentliche Rolle für die Funktionstauglichkeit. Denn grundsätzlich sollten alle Infrastrukturen einen gewissen Schutz vor Erdbeben aufweisen, um Schäden und Betriebsunterbrüche zu minimieren.

7.1 Schadensbeschreibung

Aufgetretene Schäden in L'Aquila und Umgebung an nicht tragenden Elementen und Installationen wurden für Wohn- und Bürogebäude, für Industriebauten aber auch für Infrastrukturbauten wie zum Beispiel Bahnhöfe, Schulen, Krankenhäuser oder Unterwerke der Stromversorgung aufgenommen. Die Schäden zeigen deutlich, dass das ungenügende oder fehlende Einhalten der Bemessungsvorschriften für diese Elemente und ihre Befestigungen zu einem verletzlichen Verhalten führen kann. Während eines Erdbebens sind nichttragende Elemente je nach Typus grossen Trägheitskräften und/oder Relativverschiebungen ausgesetzt. Es werden drei Risikotypen im Zusammenhang mit Schäden an nichttragenden Elementen unterschieden:

- Todesfolge oder Verletzung der Bewohner oder Gebäudenutzer;
- Hohe Sachschäden, besonders bei Betriebsgebäuden mit einem Anteil der nichttragenden Elemente von bis zu 75% der Gebäudekosten;

Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen

- Beeinträchtigung oder Ausfall der Funktionstüchtigkeit eines wichtigen Gebäudes oder Lifeline-Gebäudes.

7.2 Versagensarten nicht tragender Gebäudeelemente

Die primären Versagensarten, die bei nichttragenden Elementen vorherrschen, können in Trägheitsversagen oder Verschiebungs-/Verformungsversagen unterschieden werden.

7.2.1 Beispiele für Trägheitsversagen

Trägheitsversagen wird verursacht durch:

- Übermäßige Erschütterung des Elements
- Schaukeln des Elements durch fehlende oder geringfügige Verankerung
- Rutschen/Gleiten des Elements durch fehlende Verankerung

Beispiele dieser Versagensart nach dem Erdbeben in L'Aquila sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Im Folgenden Beispiele für Schäden an Dachaufbauten: Bild 7.1 zeigt den Bahnhof von Bazzano, des Industriegebiets von L'Aquila, der aufgrund der aufgetretenen Schäden nach dem Erdbeben vollständig gesperrt wurde.



Bild 7.1: Einsacken des Daches des Bahnhofsgebäudes von Bazzano (SFR_1921) und eines Wohnhauses in der Via Pile vom Bahnhof L'Aquila (AD0065)



Bild 7.2: Heruntergefallene Dachziegel an einem Wohngebäude in Paganica (SFR_2036)

Beispiele beschädigter Schornsteine und Kamine: Bild 7.6 zeigt ein Schulgebäude, das neben dem beschädigten Kamin weitere von aussen ersichtliche Schäden an nichttragenden Elementen aufwies und nach dem Erdbeben vollständig gesperrt wurde.



Bild 7.3: Eingestürzter Schornstein eines Wohnhauses in der Via Vasca Penta im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000126)



Bild 7.4: Teilweise eingestürzter Schornstein eines Mehrfamilienhauses im nördlichen Stadtgebiet von L'Aquila beim Viadotto San Sisto (FBR_P1000233)



Bild 7.5: Schornstein mit abgeplatzt Putz an einem Wohnhaus in der Strada Vicinale dei Cappuccini im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000131)



Bild 7.6: Grosse sichtbare Risse am Kamin der Scuola Secondaria "Dante Alighieri" in der Via Acquasanta im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (XMI_2504_1)



Bild 7.7: Schornsteine einer Wohnsiedlung identischer Reihenhäuser mit mehr oder weniger grosser Beschädigung an der Strada Vicinale dei Cappuccini im östlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000133 & FBR1000134)



Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen

An einem Standort im Industriegebiet Bazzano sind auf dem Firmenareal der Chemiefabrik VICBAC (<http://www.vibacgroup.com>) mehrere Stehtanks stärker beschädigt worden und teilweise umgekippt.



Bild 7.8: Mehrere Stehtanks auf einem Chemiefabrikgelände im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila, die teilweise stark beschädigt oder eingestürzt sind (FBR_P1000087, FBR_P1000290, XMI_2469_1 und XMI_2609)

Mehrere teilweise beschädigte oder vollständig umgekippte freistehende Mauern wurden ebenfalls aufgenommen.



Bild 7.9: Teilweise eingestürzte alte Stadtmauer in der Nähe des Bahnhofs von L'Aquila (AD0070)



Bild 7.10: Umgestürzte moderne Mauer im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_P1000067)



Bild 7.11: Umgekippte moderne freistehende Mauer auf einem Hausdach im Stadtgebiet von L'Aquila westlich des Bahnhofs (AD0091)



Bild 7.12: Stark beschädigte und teilweise eingestürzte alte Mauer in der Via Antonelli im historischen Zentrum von L'Aquila (AD0470)

Auch Schäden an nichttragenden Elementen wie Balkonbrüstungen oder auskragende Terrassendächer konnten festgestellt werden.



Bild 7.13: Herausgefallene oberste Balkonbrüstung an einem Wohngebäude im Stadtgebiet von L'Aquila nördlich vom Krankenhaus San Salvatore (AD0243)



Bild 7.14: Eingestürztes Dach über der Terrasse eines Wohnhauses im Stadtgebiet von L'Aquila nahe dem Viadotto San Sisto (KB0843)

7.2.2 Beispiele für Verschiebungs-/Verformungsversagen

Verschiebungs-/Verformungsversagen wird verursacht durch:

- Übermäßige Stockwerkverschiebungen oder Abdrift im Gebäude
- Steifigkeitsunverträglichkeit zwischen der Tragstruktur und dem Element
- Interaktion zwischen angrenzenden Teilen der Tragstruktur und nichttragenden Elementen
- Mehrfache Verbindungspunkte mit der Tragstruktur

Beispiele dieser Versagensart nach dem Erdbeben in L'Aquila sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Überwiegend beobachtet wurden hier stark beschädigte Fassadenverkleidungen, vorwiegend Klinkerfassaden, oder heruntergefallene Fassadenelemente. Bild 7.17 zeigt die Aussenwand des städtischen Krankenhauses "Ospedale San Salvatore", das aufgrund grösserer Schäden an tragenden aber auch nichttragenden Elementen direkt nach dem Erdbeben evakuiert und gesperrt wurde.



Bild 7.15: Ablösen und Herunterfallen der Fassadenverkleidung an einem Bürogebäude im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_P1000056 & FBR_P1000054)



Bild 7.16: Grosse sichtbare Risse oder Herausfallen der Klinkerfassade an Wohngebäuden im Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000106 & XMI_2573_1)



Bild 7.17: Typische kreuzförmige Rissentwicklung bei Erdbebenbeanspruchung in Klinkerfassade in einer Gebäudeaussenwand des Ospedale San Salvatore in Coppito (FBR_P1000145)



Bild 7.18: Typische kreuzförmige Rissentwicklung bei Erdbebenbeanspruchung in Klinkerfassade eine Mehrfamilienhauses im nördlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_P1000276)

Bei den von aussen sichtbaren Schäden an nichttragenden Elementen bei Industriebauten herrschten stärker beschädigte und heraus gefallenen Fassadenelemente oder Mauerwerksausfachungen (siehe Kapitel 5.1.4) vor. Bei einem Industriegebäude konnten Schäden an Ausseninstallationen festgestellt werden. In einem Supermarktgebäude in Bazzano waren typische Schäden wie umgefallene Regale und stark beschädigte oder herab gefallene abgehängte Decken im Innern sichtbar.



Bild 7.19: Abgefallenes Fassadenelement eines Industriegebäudes im Stadtgebiet von L'Aquila nahe des Bahnhofs (AD0075)



Bild 7.20: Herausfallen eines Grossteils der Fassade und Schäden am Dachaufbau eines Industriegebäudes im Stadtgebiet von L'Aquila nahe des Bahnhofs (AD0102)

Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen



Bild 7.21: Herausgefallene (KB0716) und leicht beschädigte (KB0717) Glasfassade bei einer Obst- und Gemüsemarkthalle in der Via Pile, westlich vom Bahnhof L'Aquila



Bild 7.22: Teilweises Abreißen der abgehängten Deckenkonstruktion in einem Supermarkt im Industriegebiet Bazzano östlich von L'Aquila (XMI_2462_1)



Bild 7.23: Schäden an den Ausseninstallationen eines Industriegebäudes in Bazzano östlich von L'Aquila (XMI_2616)

Im Weiteren einige Beispiele an nichttragenden Elemente und Installationen von Infrastrukturen und Industriebauten, die ebenfalls besichtigt wurden aber das Erdbeben offensichtlich ohne sichtbaren Schaden überstanden haben.



Bild 7.24: Unterwerk im nordwestlichen Stadtgebiet von L'Aquila (AD0118)



Bild 7.25: Unterwerk im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_1000064)



Bild 7.26: Unterwerk im nordöstlichen Stadtgebiet von L'Aquila (FBR_10000218)



Bild 7.27: Leitungen mit Befestigung am Gebäude und Durchdringung der Gebäudehülle im Industriegebiet in Bazzano östlich von L'Aquila (FBR_1000091)

7.3 Folgerungen für die Erdbebenprävention in der Schweiz

Grundsätzlich ist auch bei einem grösseren Erdbebenereignis in der Schweiz mit hohen Schäden an nichttragenden Gebäudeelementen und Installationen zu rechnen. Generell bei hochinstallierten Infrastruktursystemen und im Speziellen bei kritischen Infrastrukturen, vorallem Lifeline-Gebäuden, kann der Einfluss auf die Funktionstauglichkeit des Gebäudes durch Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen erheblich sein.

Mit Einführung der Norm SIA 261 im Jahre 2003 wurden erstmals in der Schweiz Bemessungsgrundlagen zur Erdbebeneinwirkung für nichttragende Bauteile angegeben und es besteht die Grundlage nichttragende Gebäudeelemente und Installationen erdbebensicher zu dimensionieren und auszubilden. Es ist jedoch bekannt, dass die korrekte Bemessung und dementsprechende konstruktive Ausbildung nichttragender Elemente und Installationen in der Praxis bei Neubauten nach wie vor kaum umgesetzt wird. Innerhalb von Umbau- oder Instandsetzungsprojekten bestehender Bauten und Anlagen wird die Thematik ebenfalls weitestgehend vernachlässigt.

Ein Ursprung dieser Problematik ist sicherlich die Tatsache, dass zum heutigen Zeitpunkt in der Schweiz keine Grundlagen für die Ausführung und Prüfung von nichttragenden Gebäudeelementen und Installationen existiert.

7.4 Schlussbemerkungen

Auf Bundesebene hat man sich dieser Thematik angenommen und unterstützt die Erarbeitung von Studien und die Herausgabe von Anwendungs- und Vollzugshilfen.

Schäden an nichttragenden Elementen und Installationen

Momentan ist, mit Fokus auf Infrastrukturen, eine Publikation zur erdbebensicheren Ausbildung von nichttragenden Elementen und Installationen für praktizierende Ingenieure, aber auch Architekten und Baufachspezialisten in Bearbeitung. Weiterhin wird eine Publikation zur Erdbebensicherheit von Infrastrukturen im Allgemeinen für die Anspruchsträger und Verantwortlichen dieser Systeme erstellt.

Innerhalb des Massnahmenprogramms zur Erdbebenvorsorge des Bundes erfolgt eine finanzielle Unterstützung einer Studie zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Stehtankanlagen. Im Rahmen des auf Bundesebene derzeit in Bearbeitung befindlichen Projekts "Umsetzung des Einsatzkonzepts für den Fall eines Erdbebens" in der Schweiz werden in einem Teilprojekt die für das Überleben der Bevölkerung und für das Funktionieren der Gesellschaft notwendigen, so genannten kritischen Infrastrukturen bezüglich ihrer Erdbebensicherheit beurteilt. Betrachtet werden hier die Infrastrukturen für Energie, Kommunikation, Verkehr, Gesundheitswesen, Regierung und Verwaltung. Vor diesem Hintergrund wird seitens Bund parallel die Verletzlichkeit der Einrichtungen der elektrischen Stromverteilung sowie der Abwassersysteme der Schweiz bei einem Erdbeben vertieft untersucht.

Es ist bekannt, dass in den letzten Jahren bei einigen Betreibern aus der chemischen und pharmazeutischen Industrie in der Schweiz gezielte Erdbebensicherungsmassnahmen an nichttragenden Gebäudeelementen und Installationen umgesetzt wurden. Gewisse Kantone versuchen die Thematik bei Umbau- und Sanierungsprojekten ihrer Akutspitäler zu integrieren. Inwieweit diese Problematik generell und im Besonderen bei Infrastrukturelementen auf kommunaler und privater Ebene gehandhabt wird ist nicht bekannt.

8 Zusammenfassung

Alessandro Dazio, Katrin Beyer

Das Erdbeben von L'Aquila am 6. April 2009 hatte eine Momenten-Magnitude von $M_w = 6.3$. Das Epizentrum des Erdbebens lag in unmittelbarer Nähe zu der mittelalterlichen Stadt und kostete mehr als 300 Menschen das Leben und wird langfristige, signifikante sozial-ökonomische Auswirkungen haben. Da ein Erdbeben dieser Magnitude auch jederzeit in der Schweiz möglich ist und die Bausubstanz in der Gegend von L'Aquila z. T. der Bausubstanz der Schweiz ähnelt, entsandte die Schweizer Gesellschaft für Erdbebenwesen und Baudynamik (SGEB) unmittelbar nach dem Erdbeben ein fünfköpfiges Team zu einer viertägigen Erkundungsmission nach L'Aquila. Der vorliegende Bericht fasst die wichtigsten Erkenntnisse dieser Mission hinsichtlich des Tragverhaltens verschiedener Bauwerke zusammen und stellt erste Zusammenhänge zur Verletzbarkeit von Gebäuden in der Schweiz her, die ähnliche Eigenschaften aufweisen wie diejenigen in L'Aquila und Umgebung.

Das Beben von L'Aquila ist die Folge einer Abschiebung entlang einer der zahlreichen Störungen, die den Apennin zur Hauptachse in NW-SO Richtung durchziehen, und bereits in der Vergangenheit schwere Erdbeben verursachten. Zum Beispiel ereignete sich in Avezzano, das lediglich 35 km von L'Aquila entfernt ist, 1915 ein verheerendes Erdbeben der Momenten-Magnitude 7.0, das 33'000 Todesopfer zur Folge hatte. Die Stadt L'Aquila selbst wurde mehrmals in der Geschichte durch starke Erdbeben erschüttert, wie z. B. das $M_w = 6.7$ Erdbeben von 1703, das Grossteile der Stadt verwüstete und mehr als 6'000 Menschenleben kostete. Aufgrund der hohen Seismizität liegt L'Aquila in der Zone 2 der italienischen Gefährdungskarte, welcher bei einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren ein Referenzwert der Bemessungsbodenbeschleunigung von 0.25g zugeordnet ist. In einer Distanz von 4.4 bis 67 km vom Epizentrum wurde das Erdbeben von 15 Stationen aufgezeichnet; jede Station registrierte zwei horizontale (NS, WO) und eine vertikale Komponente. Obwohl das Beben gemessen an der in der Region bekannten Seismizität nicht besonders stark war, überschritten die Spektren der NS- und WO-Komponenten der Bodenbewegung, die näher als 6 km vom Epizentrum aufgezeichnet wurden, das Bemessungsspektrum z. T. über grössere Periodenbereiche deutlich. Die Überschreitung ist auf mehrere Ursachen zurückzuführen: (i) die geringe Epizentraldistanz in Verbindung mit dem probabilistischen Charakter der Bemessungsspektren, (ii) Near-source effects, und (iii) Standorteffekte infolge der z. T. weichen Flussablagerungen im Tal des Aternos. Die Überschreitungen wurden noch grösser, wenn nicht nur die Spektren in NS- und WO-Richtung betrachtet wurden, sondern die Komponenten in beliebige Richtungen rotiert wurden. Ein Grund hierfür ist u. a., dass die Richtung der Verwerfung mit einem Streichen von 127° (d. h. NW-SO) verläuft.

Ein Grossteil der Gebäude, die ganz oder teilweise eingestürzt sind, waren Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk. Wohngebäude und Kirchen aus Bruchsteinmauerwerk mit einer sehr ähnlichen Bauart wie in L'Aquila und Umgebung sind z. B. auch in Sion und Umgebung zu finden. Das liegt u. a. daran, dass im Wallis in der Vergangenheit viele Baumeister und Handwerker aus Italien tätig waren. Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk weisen eine sehr hohe Verletzbarkeit auf, da die Verzahnung der Steine im Vergleich zu Mauerwerk aus quaderförmigen Steinen sehr schlecht ist. Zudem begünstigen grosse Wanddicken und bei Kirchen und Palästen zusätzlich die grossen lichten Höhen Versagensmechanismen aus der Ebene. Dementsprechend wurden bei Kirchen viele Versagensmechanismen aus der Ebene, wie z. B. Auskippen der gesamten Fassade, des oberen Bereichs der Fassade sowie von Seitenwänden, beobachtet.

Zusammenfassung

Gut verankerte Zugelemente in weder über die Gebäudehöhe noch -breite allzu grossen Abständen konnten die Verletzbarkeit von Bruchsteinmauerwerksgebäuden erheblich reduzieren. Ebenfalls günstig wirkten sich Eckpfeiler aus behauenen Steinen aus; letztere waren v. a. bei Palästen und Kirchen im Zentrum von L'Aquila zu finden. Die italienische Erdbebennorm sieht als eine Ertüchtigungsmassnahme für alte Mauerwerksgebäude den Einbau vor allem auf Niveau des Daches von Ringbalken aus Stahlbeton, Stahl oder bewehrter Mauerwerk vor. Diese schienen aber nur z. T. effektiv und konnten Versagensmechanismen v. a. aus der Ebene nicht immer verhindern. Gründe hierfür mögen zu grosse vertikale Abstände zu in den Mauerwerkswänden gut verankerten Geschossdecken, eine ungenügende Verbindung zum Mauerwerk, eine zu grosse Steifigkeit des Ringbalkens, eine unzureichende Qualität des Mauerwerks oder eine Kombination davon gewesen sein.

Neuere Gebäude, deren primäre vertikalen Tragelemente gesamthaft aus modernem Backstein- oder Kalksandsteinmauerwerk bestanden so wie es in der Schweiz sehr oft vorkommt, wurden im besuchten Gebiet sehr wenige festgestellt. Von diesen blieben einige unbeschädigt während andere – v. a. in Onna und ähnlich betroffenen Gebieten – schwer beschädigt wurden oder sogar teilweise eingestürzt sind. Aus diesem Grund lassen sich aus den Beobachtungen in L'Aquila keine neuen Erkenntnisse zum Erdbebenverhalten dieses Gebäudetypus gewinnen.

Die meisten modernen mehrgeschossigen Wohnhäuser sind als Stahlbetonrahmengebäude mit Mauerwerksausfachungen ausgebildet. Bei denjenigen, die in den letzten Jahren gebaut wurden und eindeutig für Erdbeben ausgelegt waren, konnten keine Schäden am Stahlbetonrahmen ausgemacht werden. Schäden an den Mauerwerksausfachungen waren jedoch häufig und v. a. in den unteren Geschossen anzutreffen. Dies weist daraufhin, dass die Ausfachungen vermutlich durch Verformungen in der Ebene vorgeschädigt wurden bevor sie aus dem Rahmen heraus fielen. Solche Schäden werden aber i. d. R. bei der Bemessung akzeptiert und daher haben sich diese Gebäude wie geplant verhalten.

Einige ältere Stahlbetonrahmengebäude wurden hingegen stark beschädigt oder stürzten sogar ganz oder teilweise ein. Gründe dafür waren i. d. R. entweder ein mangelhafter Entwurf ("soft storey", "short column"), eine ungenügende konstruktive Durchbildung oder sehr oft auch eine Kombination der beiden. Unter den häufigsten Bausünden befanden sich: Rahmenknoten, die nicht als solche ausgebildet waren, ungenügenden Verankerungslängen der Zugbewehrung, zu dünnen Betonüberdeckungen, fehlenden oder mangelhaft ausgebildeten Schubbewehrungen und Umschnürungsbewehrungen sowie die Verwendung von glatten Bewehrungsstählen. Stahlbetonrahmengebäude sind in der Schweiz relativ selten anzutreffen, jedoch haben sie die allgemein hohe Verletzbarkeit von Gebäuden mit weichen Stockwerken ("soft storeys") bestätigt und von letzteren gibt es in der Schweiz viele.

Zur Aussteifung von Stahlbetongebäuden werden in der Schweiz hauptsächlich Tragwandsysteme verwendet. In L'Aquila wurde nur eine Siedlung aus mehreren, meist 6-geschossigen Wohnblöcken gefunden, die in ihrer Längsrichtung mit Stahlbetonwänden ausgesteift waren. Alle Wände hatten im Erdgeschoss auf Schub infolge mangelnder Schubbewehrung und Verbügelung versagt. Dies zeigt wie wichtig die Schubbemessung und entsprechende konstruktive Durchbildung im Rahmen einer Kapazitätsbemessung ist und untermauert den Bemessungsansatz in den meisten modernen Normen, darunter die SIA-Normen.

Das Tragwerk der inspizierten vorgefertigten Stahlbetonhallen blieb soweit ersichtlich ohne Schäden, jedoch stürzten bei einigen Hallen Fassadenelemente herunter. Stahlbetonbrücken, die in Italien anders als in der Schweiz meistens als Serie von Einfeldträgern konstruiert werden, verhielten sich zufriedenstellend. Lediglich eine kleine Brücke stürzte auf Grund von vermutlich einer wenig robusten Konstruktionsweise und Unterhaltsmängeln ein. Bei einem langen Viadukt wurden die Lager und Schubnocken beschädigt. Die Lager wurden bereits zum Zeitpunkt der Erkundungsmision ausgewechselt.

In den SIA-Normen wie den meisten Normen werden i. d. R. Schäden an nichttragenden Bauteilen bereits bei einer deutlich kleineren Erdbebenbeanspruchung als derjenigen, die dem Bemessungsbeben für tragende Elemente entspricht, in Kauf genommen. Schäden an nichttragenden Elementen waren deshalb für ein Erdbeben dieser Magnitude zu erwarten. Schäden an nichttragenden Elementen können grundsätzlich zwei verschiedenen Typen zugeordnet werden: (i) Schäden infolge von Trägheitskräften und (ii) Schäden infolge von Relativverschiebungen. Schäden des ersten Typus betrafen in L'Aquila v. a. Dächer, Kamine und freistehende Mauern. Schäden des zweiten Typus wurden v. a. an Mauerwerksausfachungen und Fassadenelementen beobachtet. Das Verhalten von nichttragenden Elementen hat einen grossen Einfluss auf "Lifelines" und kritische Infrastrukturen: Signifikante Schäden an Werken, die zur Elektrizitäts-, Wasser- und Gasversorgung von L'Aquila gehörten, konnten nicht ausgemacht werden. Schäden an tragenden und nichttragenden Elementen traten jedoch am Krankenhaus "Ospedale San Salvatore" auf, das direkt nach dem Erdbeben gesperrt und evakuiert wurde.

Bereits diese erste Analyse der Schäden, die während der Erkundungsmission nach L'Aquila beobachtet wurden, lässt einige Rückschlüsse für die Beurteilung und Reduktion des Erdbebenrisikos in der Schweiz zu. Im fortlaufenden Bestreben der Schweiz, das Erdbebenrisiko zu vermindern, können diese in zukünftige Massnahmen einfließen.

Zusammenfassung

Literatur

- [Ame+09] 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 (Central Italy) earthquake". INGV sezione di Milano-Pavia, Italy, updated 21 May 2009.
- [BAB04] BABS (2004) "Expertenbericht: Erdbeben und Kulturgüter". Bundesamt für Bevölkerungsschutz (BABS), Fachbereich Kulturgüterschutz (KGS). (<http://www.bafu.admin.ch/erdbeben/07662/>)
- [BB07] Beyer K., Bommer J.J. (2007) "Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading: A review of current practice and code provisions". Journal of Earthquake Engineering, 11:13–45.
- [Bac09] Bacco V. (2009) „Solaio in latero-cemento – Confronto con sistemi alternativi“. (<http://www.solaioinlaterizio.it/user/ConfrontoAlternativi.pdf>, heruntergeladen am 16.5.09).
- [CEN04] Comité Européen de Normalisation (2004) "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings". EN 1998-1, CEN, Brussels.
- [DeL+05] 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.
- [DiC+09] Di Capua G., Lanzo G., Luzi L., Pacor F., Paolucci R., Peppoloni S., Scaserra G., Puglia R. (2009) "Caratteristiche geologiche e classificazione di sito delle stazioni accelerometriche della RAN ubicate a L'Aquila". Convezione INGV-DPC 2007-2009. Progetto S4: Banca dati accelerometrico. Giugno 2009.
- [DPC01] Dipartimento della Protezione Civile (2001) "Emergenza Post-Sisma – Schede per il rilievo del danno ai beni culturali".
- [DPC09] Dipartimento della Protezione Civile (2009) "Rete Accelerometrica Nazionale (RAN)". (http://www.protezionecivile.it/cms/view.php?dir_pk=249&cms_pk=1451)
- [Fäh09] Fäh D. (2009). Personal communications. Swiss Seismological Service, ETH Zürich.
- [Gia+04] Giardini D., Wiemer S., Fäh D., Deichmann N. (2004) "Seismic Hazard Assessment of Switzerland". Swiss Seismological Service, ETH Zürich. (http://www.earthquake.ethz.ch/research/Swiss_Hazard)
- [GU03] Gazzetta Ufficiale (2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (First elements concerning general criteria for the seismic classification of the national territory and technical norms for structures in seismic zone). Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 (OPCM n. 3274). Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Giovedì 8 maggio 2003, Roma.

Literatur

- [Kra96] Kramer S. (1996) "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall.
- [ING09a] INGV (2009) http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/italia.html
Zuletzt besucht am 27. April 2009.
- [ING09b] INGV (2009)
http://portale.ingv.it/primo-piano/archivio-primo-piano/notizie-2009/terremoto-6-aprile/copy_of_la-sequenza-sismica-dell-aquilano-aprile-2009/
Zuletzt besucht am 29. April, 2009.
- [LP04] Lagomarsino S., Podesta St. (2004) "Damage and Vulnerability Assessment of Churches after the 2002 Molise, Italy, Earthquake". Earthquake Spectra, Volume 20, No. S1, Seiten S271-S283.
- [SF09] Schweizer Fernsehen (2009) "Ermittlungen nach Erdbeben von L'Aquila". 10vor10 Sendung am 07.05.2009.
(<http://www.sf.tv/sendungen/10vor10/index.php?docid=20090507>)
- [SIA03] SIA 261 (2003) "Einwirkungen auf Tragwerke". Schweizer Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. Zürich.
- [SSS02] Swiss Seismological Service (2002) "ECOS – Earthquake Catalogue of Switzerland". (<http://histserver.ethz.ch/>, Zuletzt besucht am 04. Mai 2009).
- [SV09] Street View (2009) <http://maps.google.ch/>, Bilder gespeichert im April 2009
- [USG09a] USGS (2009) http://earthquake.usgs.gov/regional/world/historical_country.php#italy
Zuletzt besucht am 01. Mai 2009.
- [USG09b] USGS (2009) <http://earthquake.usgs.gov/eqcenter/eqinthenews/2009/us2009fcf/>
Zuletzt besucht am 28. April, 2009.
- [USG09c] USGS (2009)
<http://earthquake.usgs.gov/eqcenter/eqinthenews/2009/us2009fcf/#summary>
Zuletzt besucht am 01. May, 2009
- [WGI08] Working Group ITACA (2008) "Data Base of the Italian strong motion data". (<http://itaca.mi.ingv.it>; Zuletzt besucht am 30. Juni 2009)