

Zusammenhänge zwischen makroseismischen
Intensitäten und Antwortspektren, Erdbeben-
dauer und Bauwerksvulnerabilität

Timo Schmitt

**Zusammenhänge zwischen makroseismischen Intensitäten und
Antwortspektren, Erdbebendauer und Bauwerksvulnerabilität**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der
Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von
Timo Schmitt

Berichter:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris
Prof. Dr. rer. nat. Klaus-Günter Hinzen

Tag der mündlichen Prüfung: 01. Februar 2012

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Veröffentlicht als Heft 21 in der Reihe
Mitteilungen des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

ISSN 1437-0840
ISBN 3-86130-434-1
1. Auflage 2012
D 82 (Diss. RWTH Aachen University, 2012)

Herausgeber
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Konstantin Meskouris
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
D - 52056 Aachen

Bibliografische Information der Deutschen Bibliothek

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie;
detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Das Werk einschließlich seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwendung ist ohne die Zustimmung des Herausgebers außerhalb der engen Grenzen des Urhebergesetzes unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Vertrieb:

Druck und Verlagshaus Mainz GmbH
Süsterfeldstraße 83
52072 Aachen
Tel.: 0241/87 34 34
E-mail: info@verlag-mainz.de

© Timo Schmitt
Lousbergstrasse 19
52072 Aachen

Danksagung

Die Anfertigung einer Dissertation bedarf der Unterstützung von verschiedenen Seiten. An dieser Stelle möchte ich mich herzlich bei allen bedanken, die meine Arbeit begleitet haben. Mein besonderer Dank gilt vor allem meinem Doktorvater, Herrn Prof. Konstantin Meskouris, der mir die Möglichkeit zur Promotion gegeben hat. Von Beginn an durfte ich seine Unterstützung erfahren und jederzeit auf seinen fachlichen und persönlichen Rat zählen. Er gab mir auch die Möglichkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl meine fachlichen Kenntnisse zu vertiefen und Erfahrung in der Lehre zu sammeln. Ich danke auch herzlich Herrn Dr. Christoph Butenweg, der mir eine berufliche Weiterentwicklung ermöglicht hat.

Für die Übernahme des Koreferates danke ich vielmals Herrn Prof. Klaus-Günter Hinzen, der meine Arbeit kritisch begleitet hat, für konstruktive Diskussionen zur Verfügung stand und wertvolle Hinweise gab.

Die Idee und das Grundkonzept zu dieser Arbeit entstanden bereits während meiner Tätigkeit bei der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe in Hannover. Ich danke Herrn Dr. Jochen Alheid für die Unterstützung zur Anfertigung dieser Arbeit. Ein ganz herzliches Dankeschön ist Herrn Dr. Günter Leydecker für die Unterstützung die weit über das Fachliche hinausging gewidmet. Auf konstruktive fachliche Diskussionen und seine freundschaftlichen Ratschläge konnte ich immer zählen. Ein großer Dank gebührt auch Herrn Dr. Holger Busche, der mir bei einigen computertechnischen Umsetzungen immer freundschaftlich und gerne zur Seite stand.

Selbstverständlich gilt mein ganz spezieller Dank meinen Eltern, die mich auf meinem Lebensweg immer uneingeschränkt unterstützt haben und meiner wundervollen Frau, die immer für mich da war. Danke!

Kurzfassung

Die Beschreibung der seismischen Lastannahmen für Bauwerke erfolgt im Allgemeinen in Form von Antwortspektren. Zur Ermittlung nicht-normativer standortspezifischer Antwortspektren werden in der Regel empirische Auswertungen realer Erdbebenregistrierungen verwendet. Die Erdbebenenergie wird durch die Magnitude und die Erschütterungswirkung durch die makroseismische Intensität beschrieben. Es gibt zahlreiche empirische Formeln, mit denen sich Antwortspektren in Abhängigkeit von Magnitude, Entfernung und Untergrund berechnen lassen. Arbeiten zu intensitätsbezogenen Antwortspektren gibt es hingegen kaum. Die Intensität ist trotz der stetig zunehmenden Anzahl messtechnisch bestimmter Magnituden nach wie vor ein bedeutender Parameter. In vielen Erdbeben-Gefährdungskarten werden Intensitäten angegeben, selbst einige Normen und Regelwerke beziehen sich auf die Intensität.

Die vorliegende Arbeit zeigt die Zusammenhänge zwischen der makroseismischen Intensität und anderen Parametern die die Intensität beeinflussen. Dazu wurden zunächst Strong Motion Registrierungen ausgewertet und daraus intensitäts- und untergrundbezogene Antwortspektren berechnet. Bei der Auswertung wurden die Einflüsse von Baugrund, geologischem Untergrund, Magnitude, Entfernung und Bauwerkstyp betrachtet. Als Untersuchungsgebiet wurde Kalifornien gewählt. Es wurden insgesamt 411 Horizontalkomponenten aus Registrierungen von neun Erdbeben ausgewertet, für die zunächst alle Informationen zu Magnitude, Entfernung und Untergrund zusammengestellt wurden. Mittels detaillierter makroseismischer Informationen über die Schütterwirkung der Erdbeben wurde jeder Registrierung entsprechend der dem Standort nächstliegenden Beobachtung ein lokaler Intensitätswert zugeordnet. Zu allen Registrierungen wurden zunächst die Antwortspektren berechnet und diese dann jeweils nach bestimmten Kriterien (Intensität, Untergrundklasse etc.) zusammengestellt. Für die jeweilige Gruppe erfolgte dann die Berechnung des Medians der Spektralbeschleunigungen sowie die Fraktilwerte unter Berücksichtigung der Standardabweichung.

Ergänzend zur empirischen Auswertung der intensitätsbezogenen Antwortspektren wurden exemplarisch bodendynamische Berechnungen durchgeführt. Der Zusammenhang zwischen den intensitätsbasierten Antwortspektren, der Bauwerksvulnerabilität und die Übertragbarkeit der Antwortspektren auf europäische Erdbebengebiete wurde untersucht.

Zusätzlich wurden für alle Registrierungen auch Starkbewegungsdauern nach verschiedenen Definitionen ausgewertet, um deren Anwendbarkeit im Zusammenhang mit der Verwendung von makroseismischen Intensitäten zu untersuchen. Abschließend wurden Korrelationsuntersuchungen mit verschiedenen seismischen Parametern durchgeführt.

Abstract

In structural engineering seismic loads usually are calculated based on response spectra. In the cases where the evaluation of non-normative site-specific response spectra is required, usually empirical evaluations of real earthquake registrations are used. Earthquake energy is described by magnitude and seismic impact by macroseismic intensity. In literature, there are numerous equations to calculate response spectra based on magnitude, distance and soil conditions, but there are almost no studies about intensity-based response spectra. Despite of the increasing number of metrological determined magnitudes, intensity is still an important parameter. Many seismic hazard maps refer to intensities and even some codes and regulatory guides use intensity values.

The presented work shows the coherence between macroseismic intensity and other parameters that influence intensity. The way to do it has consisted of collecting and evaluating enough strong motion registrations to provide intensity and soil dependent response spectra. The evaluation considered the influence of ground type, deeper subsoil, magnitude, distance and type of structure. California was chosen as test area. In total, 411 horizontal components from nine earthquakes were evaluated, after assembling information about magnitude, distance and local soil conditions. Using detailed macroseismic information about the seismic impact, a local intensity was assigned to every registration according to the closest observed intensities in the site vicinity. From all the records the response spectra were calculated. Then, for specific groups of response spectra, according to intensity, soil class and other parameters, median spectral values were calculated as well as standard deviation.

In addition to the empirical evaluation of the response spectra, some examples of soil dynamic calculations were performed. The coherence between the evaluated response spectra and structural vulnerability as well as the applicability to European earthquake prone areas was discussed.

The strong motion duration was calculated from all records according to different definitions to probe the suitability of these definitions in the context of macroseismic intensities. Finally, a correlation analysis with different seismic parameters was carried out.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung und Motivation	11
1.1	Allgemeine Einleitung	11
1.2	Motivation	13
1.3	Vorbemerkungen zum Text	14
2	Verwendung von Intensitäten als seismische Lastannahmen	15
2.1	Allgemeines	15
2.2	Seismologische Standortgutachten und kerntechnische Regelwerke	15
2.2.1	Regelwerk zur kerntechnischen Sicherheit, KTA 2201	15
2.2.2	Beispiele von Intensitäten in anderen kerntechnischen Regelwerken	16
2.2.3	Intensitäten und Fragilitätsanalysen	17
2.3	Normative Antwortspektren	17
2.3.1	Erdbebengefährdung am Beispiel EUROCODE 8	17
2.3.2	Schweizer Regelwerk für Stauanlagen	19
2.4	Probleme mit Normen und Intensitäten	19
2.5	Fazit	20
3	Bisherige Arbeiten zu intensitätsbasierten Antwortspektren	21
3.1	Antwortspektren HOSSER (1987)	21
3.2	Antwortspektren BGR (2005)	25
3.3	Antwortspektren ATKINSON & SONLEY (2000)	26
3.4	Weitere Auswertungen zu Intensitäten und Spektralbeschleunigungen	29
3.5	Vergleich der Auswertungen aus der Literatur	30
4	Einige seismische Parameter und Antwortspektren	33
4.1	Makroseismische Intensität und Intensitätsskalen	33
4.2	Untergrundklassifikationen	34
4.3	Magnitudenskalen	35
4.4	Entfernungsdefinitionen	36
4.5	Empirische spektrale Abnahmebeziehungen	36
4.6	Antwortspektrenform	38
4.7	Nahfeldeffekte	40

5	Strong Motion Auswertung	43
5.1	Einleitung	43
5.2	Datengrundlage	44
5.3	Vorgehensweise	47
5.3.1	Zuordnung der Intensitäten	49
5.3.2	Untergrundklassifikation	49
5.4	Auswertung von Antwortspektren und Interpretation der Ergebnisse	52
5.4.1	Auswertung nach Intensität und Baugrundklasse	52
5.4.2	Auswertung nach Intensität und tieferem Untergrund	56
5.4.3	1D-Konvolutionsrechnungen zur Sedimenttiefe	60
5.4.4	Einfluss von Magnitude und Entfernung bei gleicher Intensität	63
5.5	Zusammenfassung der Spektrenauswertung	65
5.6	Antwortspektren und Bauwerksvulnerabilität	67
5.6.1	HAZUS Projekt	68
5.6.2	Gebäudetypen nach HAZUS Studie	70
5.6.3	Vergleich von Fragilitäten und Antwortspektren	72
5.7	Vergleich der Antwortspektren mit anderen Auswertungen	75
5.7.1	Vergleich der Antwortspektren mit Auswertungen von ATKINSON & SONLEY (2000)	75
5.7.2	Vergleich der Antwortspektren mit Auswertungen der BGR	77
6	Auswertung der Starkbewegungsdauer	81
6.1	Allgemeines	81
6.2	Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975)	81
6.3	“bracketed duration”	82
6.4	weitere Definitionen	83
6.5	Auswertungen zur Starkbewegungsdauer	84
6.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	93
7	Korrelationsuntersuchungen	95
7.1	Statistischer Exkurs	95
7.1.1	Lineare Korrelation nach PEARSON	95
7.1.2	Rangkorrelation nach SPEARMAN	96
7.1.3	Qualitative Beurteilung des Korrelationskoeffizienten	97
7.1.4	Partielle und bi-partielle Korrelation	97
7.1.5	Multiple Korrelation	98
7.2	Korrelationsparameter	99
7.3	Korrelationsergebnisse und Interpretation	99
7.3.1	Korrelationen mit der Starkbewegungsdauer	100
7.3.2	Korrelationen mit der Intensität	101

7.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	101
8 Zusammenfassung	107
Abbildungsverzeichnis	113
Tabellenverzeichnis	117
Literaturverzeichnis	119
Normen & Regelwerke	129
Nomenklatur	131
A Makroseismische Skalen	135
A.1 Kurzform der EMS (1998)	136
A.2 Vergleich makroseismischer Skalen	137
B Untergrundklassifikationen	147
B.1 Baugrundklassen DIN 4149 bzw. DIN EN 1998-1/NA	147
B.2 Baugrundklassen nach EUROCODE 8 (DIN EN 1998-1)	148
B.3 Baugrundklassen nach ASCE / NEHRP	149
B.4 Baugrundklassen nach ESD Datenbank	149
C Makroseismische Karten	151
D Diagramme Antwortspektrenauswertung	161
E Eingabeparameter 1D Konvolutionsrechnungen	167
F Informationen zu den Strong Motion Registrierungen	173

1 Einleitung und Motivation

1.1 Allgemeine Einleitung

Die ingenieurmäßige Charakterisierung der seismischen Lastannahmen erfolgt in der Regel durch das Antwortspektrum, welches die frequenzabhängige maximale Systemantwort (Beschleunigung, Geschwindigkeit oder Verschiebung) eines beliebigen Bauwerkes oder einer Struktur auf ein Erdbeben darstellt. Die überwiegende Anzahl dynamischer Berechnungen erfolgt auf Basis des multimodalen Antwortspektrumverfahrens; Zeitverlaufsrechnungen kommen nur selten zum Einsatz. Für letztere werden oft synthetische Zeitverläufe generiert, welche kompatibel zum standortspezifischen Antwortspektrum sind.

Für gewöhnliche Hochbauten sind in den entsprechenden Erdbebenbaunormen normierte Antwortspektren angegeben. Das Antwortspektrum für einen Standort wird dabei in Abhängigkeit der Erdbebenzone und einer Untergrundklasse gewählt. Für einige Sonderbauwerke mit erhöhtem Sekundärrisiko, wie einige Stauanlagen oder kerntechnische Anlagen, werden seismologische Gutachten gefordert. In diesen Gutachten werden längere Wiederkehrperioden des Bemessungserdbebens betrachtet, als in allgemeinen Baunormen angegeben sind. Zudem werden in diesen Gutachten standortspezifische Antwortspektren ermittelt.

Vor der Ermittlung von Antwortspektren steht die Berechnung der seismischen Gefährdung. Bei der seismischen Gefährdungsanalyse unterscheidet man deterministische und probabilistische Verfahren. Die deterministische Methode ermöglicht die Abschätzung der Erdbebengefährdung auf Basis der Lage und der Stärke historischer Erdbeben unter Berücksichtigung der geologisch-tektonischen Randbedingungen. Dabei werden maximale Schütterwirkungen für den Standort ermittelt. Probabilistische Verfahren ermöglichen die Abschätzung von Überschreitenswahrscheinlichkeiten bzw. Wiederkehrperioden von Bodenbewegungen bestimmter Stärke auf mathematisch-statistischer Basis. Dazu wird die zeitabhängige Erdbebentätigkeit der den Standort umgebenden seismotektonischen Regionen erfasst, und die Schütterwirkungen der Erdbeben aus diesen Regionen auf den betrachteten Standort werden berechnet. Aus der Summe der Erdbebeneinwirkungen aller Regionen auf den Standort ergibt sich die seismische Gefährdung, welche sich in Form einer Kurve für die jährlichen Überschreitenswahrscheinlichkeiten der Intensitäten, der maximalen Bodenbeschleunigungen oder der Spektralbeschleunigungen darstellen lässt. Über alle

berechneten Frequenzen aufgetragen ergeben die Spektralbeschleunigungen am Standort das “Uniform Hazard Spectrum” (UHS). Das UHS ist eine Kombination der Erdbebeneinwirkungen aus verschiedenen Regionen und kann als Antwortspektrum für die Berechnungen nach dem Antwortspektrumverfahren verwendet werden. Vor der Anwendung erfolgt oft eine ingenieurmäßige Glättung des Antwortspektrums, um lokale Maxima und Minima auszugleichen. In einigen Fällen kann es durchaus sinnvoll sein, einzelne Erdbebenszenarien zu betrachten. Dabei wird die Gefährdung deaggregiert und maßgebende Magnituden-Entfernungsintervalle ermittelt, für welche dann Antwortspektren angegeben werden können oder standortspezifische Zeitverläufe der Bodenbewegung.

In der Seismologie wird die Stärke eines Erdbebens heute oft durch das physikalische Stärkemaß des seismischen Momentes beschrieben. Allgemein bekannt für die Angabe der Erdbebenstärke sind die Intensität und die Magnitude, auf die sich die meisten Arbeiten zur seismischen Gefährdung beziehen. Unter Verwendung von empirischen Beziehungen werden im Rahmen der Gefährdungsanalyse meist Bodenbeschleunigungen berechnet, welche als seismische Lastannahmen benötigt werden. Die Spektralbeschleunigungen am Standort hängen von vielen Parametern ab, im Wesentlichen aber von der Magnitude als Maß der abgestrahlten Wellenenergie, der Entfernung und den lokalen Untergrundbedingungen. Die Intensität, welche die Auswirkung der Erschütterungen an der Erdoberfläche beschreibt, ist ein integraler Erschütterungs- bzw. Schadensparameter. Prinzipiell könnten Magnituden oder Intensitäten in einer seismischen Gefährdungsanalyse verwendet werden. Das Hauptproblem bei der Verwendung von Intensitäten ist, dass in diesem standortspezifischen Parameter der Bodenbewegung keine Informationen mehr über die Magnitude und die Entfernung zum Erdbebenherd enthalten sind, diese aber signifikant die Form des Antwortspektrums beeinflussen. Darüber hinaus ist oft die Bestimmung von lokalen Intensitäten mit einem gewissen Aufwand verbunden und einer gewissen Subjektivität des Bearbeiters unterworfen. Um dem entgegenzuwirken werden heute auch schon computerbasierte Verfahren eingesetzt (DEWEY ET AL. 2001). Aus den zuvor genannten Gründen wird heutzutage in der Regel die Erdbebengefährdung unter Verwendung von empirischen spektralen Erschütterungs-Abnahmebeziehungen mit Magnituden als Parameter für die Erdbebenstärke durchgeführt.

Für die Berechnung der Erdbebengefährdung ist es wünschenswert, auf möglichst große Beobachtungszeiträume zurückzugreifen. Da für alle historischen Erdbeben nur Intensitäten bekannt sind, können diese nur in die magnitudenbasierten Modelle aufgenommen werden, wenn über empirische Beziehungen zunächst dem jeweiligen Beben eine makroseismische Magnitude zugeordnet wurde. Dazu sollten Umrechnungsbeziehungen entwickelt und kalibriert werden, die die lokalen bzw. regionalen Verhältnisse der Erdbebenherde und der Wellenausbreitung berücksichtigen. Anderenfalls kann es zu einer systematischen Über- oder Unterschätzung der Gefährdung kommen. Bei den Umrechnungen sind in jedem Fall Unsicherheiten zu beachten.

Die Bedeutung der Intensität als Gefährdungsparameter hat trotz einer weltweit stetig zunehmenden Anzahl von Registrierungen und der Berechnung von Magnituden rezenter Erdbeben keineswegs abgenommen. Die Verwendung der Intensität hat sich allerdings verändert. In der Gefährdungsberechnung werden Intensitäten benötigt, um die Stärke von Erdbeben aus vorinstrumenteller Zeit zu erfassen. Neben der Abschätzung von Magnituden kann die Verwendung von Intensitäten auch als zusätzliche Information zur Plausibilisierung von Berechnungsergebnissen dienen. Denkbar wäre möglicherweise auch die Nutzung der Intensität zur Kalibrierung von Erschütterungs-Abnahmebeziehungen (SCHERBAUM 2009). Die Intensität dient auch zur Information über die Erschütterungsausbreitung eines Erdbebens, dargestellt in einer makroseismischen Karte. Die Erschütterungsausbreitung in Form von Iseisten ist auch eine wichtige Information zur Bestimmung der Herdtiefe eines Erdbebens, falls nicht genügend herdnahe Registrierungen zu deren genauen Berechnung vorhanden sind.

1.2 Motivation

Die Idee zur vorliegenden Arbeit entstand durch die in der Bemessungspraxis immer wieder auftretenden Schwierigkeiten bei der Bestimmung von Antwortspektren für die Bauwerksauslegung in Fällen, wo nur die Intensität als Gefährdungsparameter bekannt ist. Wie zuvor schon erläutert, besteht bei der Ableitung eines Antwortspektrums aus der Intensität das Hauptproblem, das in der Intensität die Informationen über die Magnitude und die Entfernung des zugrunde liegenden Erdbebens nicht enthalten sind. Beide Parameter haben aber einen signifikanten Einfluss auf die Form des Antwortspektrums. (Zum Einfluss von Magnitude und Entfernung auf das Antwortspektrum siehe Abschnitt 4.6). Hinzu kommt, dass die Bauwerksvulnerabilität möglicherweise einen Einfluss auf intensitätsbasierte Antwortspektren haben kann.

Es gibt allerdings Sachzwänge, bedingt durch einige Normen und Regelwerke oder verursacht durch einen Mangel an Kenntnissen über die Erdbebengefährdung eines Standortes (siehe Kapitel 2), die die Ableitung von Antwortspektren auf Basis der Intensität erzwingen. Anderenfalls ist keine Bauwerksauslegung gegen Erdbeben möglich. Darüber hinaus ist die Verwendung von Intensitäten und deren Zusammenhang mit Spektralbeschleunigungen für die Versicherungsindustrie zur flächenhaften Abschätzung von Erdbebenschäden von großem Interesse. Eine weitere Anwendung ist die Berechnung von sogenannten Shake-Maps. Dabei handelt es sich um Karten, welche schon kurz nach einem Erdbeben automatisiert auf Basis der Registrierungen berechnet werden können. Sie geben die Erschütterungen im Erdbebengebiet in berechneten Beschleunigungen oder Intensitäten an (WORDEN ET AL. 2010).

Zur Ableitung eines Antwortspektrums auf Basis der Intensität gibt es nur wenige Ver-

öffentlichungen, die auch nicht mehr ganz aktuell sind (siehe Kapitel 3). Die vorliegende Arbeit untersucht deshalb Zusammenhänge von Intensität, Magnitude, Entfernung, Untergrund, Bebedauer und der Bauwerksschädigung auf die Form und die Amplitude der Antwortspektren. Es wurden Strong Motion Registrierungen ausgewertet und intensitätsbezogene Antwortspektren unter Berücksichtigung des Untergrundes berechnet. Bei der Auswertung wurden die Einflüsse von Baugrund, geologischem Untergrund, Magnitude, Entfernung und Bauwerkstyp betrachtet. Die hier durchgeführten Untersuchungen haben zum Ziel, Zusammenhänge zwischen der Intensität und anderen Parametern zu suchen, um erweiterte Erkenntnisse für die Ableitung bemessungsrelevanter Parameter wie der Spektralbeschleunigung oder der Erdbebedauer zu gewinnen, wenn nur Standortintensitäten zur Verfügung stehen. Die im Rahmen dieser Arbeit berechneten Antwortspektren sind ausdrücklich nicht für die Anwendung in der Erdbebengefährdungsanalyse gedacht. Fälle in denen mit Intensitäten gearbeitet werden muss und die damit verbundenen Schwierigkeiten in der Anwendungspraxis werden im folgenden Kapitel näher beschrieben.

1.3 Vorbemerkungen zum Text

Makroseismische Intensitäten wurden traditionell mit römischen Ziffern gekennzeichnet, um sie augenfällig von der Magnitude unterscheiden zu können. Durch die elektronische Datenverarbeitung werden Intensitäten heute meist in arabischen Ziffern angegeben (MUS-SON ET AL. 2010). Die hier verwendeten Intensitäten sind alle makroseismisch bestimmt worden, es sind keine berechneten Intensitäten. Zur besseren Lesbarkeit wurden hier - entgegen der traditionellen Schreibweise - arabische Ziffern für die Intensität verwendet. Alle im Text angegebenen Intensitäten sind lokale Standortintensitäten. Die Entfernungsangabe bei allen hier durchgeführten Auswertungen bezieht sich immer auf die kürzeste Entfernung zur Bruchfläche. Alle angegebenen Magnitudenwerte beziehen sich auf die Momentmagnitude. Im Text wurden die Ordinaten im Antwortspektrum wie bei Bauingenieuren üblich als "Spektralbeschleunigungen" bezeichnet. Diese Bezeichnung wird durchgängig verwendet.

2 Verwendung von Intensitäten als seismische Lastannahmen

2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird kurz auf die Notwendigkeit der Anwendung von Intensitäten in der Praxis eingegangen und auch auf deren unterschiedliche Verwendung im Zusammenhang mit Standortgutachten, Normen und Regelwerken. Dabei werden einige in der Praxis auftretende Schwierigkeiten bei der Ermittlung von Antwortspektren im Zusammenhang mit Intensitäten aufgezeigt. Darüber hinaus werden weitere Praxisbeispiele gegeben, bei denen die Intensität als zentraler Parameter verwendet wird, obwohl die Ableitung von Beschleunigungen aus der Intensität bekanntermaßen problematisch ist.

2.2 Seismologische Standortgutachten und kerntechnische Regelwerke

In aktuellen seismischen Gefährdungsanalysen werden Abnahmebeziehungen der spektralen Beschleunigungsantwort verwendet, bei denen die Magnitude als Eingabeparameter der Erdbebenstärke eingeht. Die Intensität wird hierbei also nicht direkt zur Ermittlung von Antwortspektren verwendet, sondern nur genutzt um makroseismische Magnituden für historische Erdbeben aus vorinstrumenteller Zeit zu ermitteln. Bei seismologischen Standortgutachten können so die Spektralbeschleunigungen am Standort als Kombination der Einwirkungen aus allen umliegenden seismischen Quellregionen direkt berechnet werden.

2.2.1 Regelwerk zur kerntechnischen Sicherheit, KTA 2201

Der Anwendungsbereich von Erdbebenbaunormen ist in der Regel auf gewöhnliche Hochbauten und einige Sonderbauten beschränkt. Ausgenommen sind Bauwerke von denen im Falle eines Erdbebens zusätzliche Gefahren ausgehen. Für kerntechnische Anlagen ist zur Ermittlung der Erdbebenlasten die Erstellung eines ausführlichen ingenieurseismologischen Standortgutachtens erforderlich. Für die Auslegung kerntechnischer Anlagen gegen seismi-

sche Lasten existiert in Deutschland das Rahmenwerk KTA 2201 des Kerntechnischen Ausschusses. Im ersten Teil (KTA 2201.1) werden die seismischen Einwirkungen behandelt. Darin werden die Grundlagen, auf Basis derer ein seismologisches Standortgutachten zu erstellen ist, festgelegt. Wie detailliert ein Gutachten auszuführen ist, und welche Annahmen und Festlegungen im Einzelnen getroffen werden dürfen oder müssen, liegt in der Verantwortung des Gutachters. Dieser muss sich am Stand von Wissenschaft und Technik orientieren, seine zugrunde gelegten Daten müssen nachprüfbar, seine Argumente nachvollziehbar und seine Schlussfolgerungen plausibel sein. Die derzeit gültige Fassung der KTA 2201.1 von 1990 verlangt die Angabe der Intensität des Bemessungserdbebens. Wie unter Vorgabe der Verwendung von Intensitäten ein ingenieurseismologisches Gutachten nach KTA 2201.1 (1990) erstellt werden kann, zeigen LEYDECKER ET AL. (2006). Zur Zeit wird die KTA 2201 überarbeitet. Der Regelentwurf der Neufassung der KTA 2201.1 ist bereits fertiggestellt und wird in Kürze verabschiedet. Als wesentliche Neuerung wird die Regel neben dem deterministischen Verfahren zur Ermittlung des Bemessungserdbebens auch die Durchführung einer probabilistischen Analyse zur Berechnung von Überschreitungswahrscheinlichkeiten vorgeschrieben. Diese wird auch seit vielen Jahren schon im Rahmen von Standortgutachten angewendet und unterliegt einer ständigen Weiterentwicklung. Neben der Magnitude wird der Bezug zur Intensität als Erdbebenstärkemaß auch in der neuen KTA 2201.1 weiterhin gefordert. Hierfür kann es verschiedene Gründe gegeben haben, von denen einer die Vergleichbarkeit zu älteren Gutachten sein mag. Neben der Möglichkeit in Zukunft nach neuer KTA 2201.1 nun auch spektrale Abnahmebeziehungen mit Magnituden nutzen zu können, wird allerdings weiterhin der Bezug zur Intensität gefordert.

2.2.2 Beispiele von Intensitäten in anderen kerntechnischen Regelwerken

Das französische Sicherheitsregelwerk für nukleare Anlagen (RFS 2001-01) verwendet ein deterministisches Verfahren, in dem die Intensität der zentrale Gefährdungsparameter ist. Obwohl auch in Frankreich bei seismologischen Gutachten für Kernkraftwerke mit spektralen Abnahmebeziehungen gearbeitet wird, muss aufgrund des Regelwerkes der Bezug zur Intensität gegeben sein.

Im Methodenband zur probabilistischen Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke (BFS 2005) ist die Intensität das Kriterium zur Unterscheidung wann und in welchem Umfang eine seismische probabilistische Sicherheitsanalyse durchzuführen ist. Diese Regelung ist unglücklich zeigt aber wiederum ein Beispiel der erzwungenen Anwendung der Intensität in der Praxis. Da zur Intensität keine Beschleunigungswerte in BFS 2005 angegeben sind, erzwingt dies entweder eine Gefährdungsanalyse auf der Basis von Intensitäten oder zumindest eine Zuordnung von Beschleunigungen zu Intensitäten in irgendeiner Form.

2.2.3 Intensitäten und Fragilitätsanalysen

Bei Erdbeben-Risikostudien kommen Fragilitätskurven zum Einsatz. Diese geben für bestimmte Bauwerke oder auch nur ein Bauteil oder eine Komponente Schadigungsgrade für eine Einwirkungsgröße an. Für Fragilitätsanalysen werden u. a. auch Intensitäten verwendet, da sich einige Fragilitätskurven darauf beziehen. In den letzten Jahren werden für Kernkraftwerke immer häufiger Probabilistische Sicherheitsanalysen (PSA) für Einwirkungen von außen (EVA) verlangt und durchgeführt. Bei PSA werden Schadenswahrscheinlichkeiten für eine EVA berechnet. Für den Fall Erdbeben - auch Erdbeben PSA genannt - werden Fragilitätskurven benötigt. Eine Verwendung von Intensitäten im Rahmen der Fragilitätsanalyse für das Schweizer Kernkraftwerk Gösgen zeigt KLÜGEL (2009) und KLÜGEL ET AL. (2010).

2.3 Normative Antwortspektren

Nur in wenigen Sonderfällen wie z. B. für Kernkraftwerke wird die Erdbebengefährdung durch standortspezifische Gefährdungsanalysen bestimmt. In Normen wird die Erdbebengefährdung gewöhnlich mit einem Gefährdungsparameter quantifiziert, welcher verschiedenen Erdbebenzonen zugeordnet wird. Dieser Parameter ist in einigen Normen nur als Zahl ohne Verweis auf einen physikalischen Zusammenhang angegeben. In der Regel aber wird entweder die Intensität oder die maximale Bodenbeschleunigung (PGA) verwendet. Mit dem für die jeweilige Erdbebenzone angegebenen Gefährdungsparameter oder Zonenparameter erfolgt dann die Skalierung des normativen Antwortspektrums auf das Niveau des elastischen Antwortspektrums für den Standort. Die Eckwerte des Antwortspektrums ergeben sich unter Berücksichtigung des Untergrundes.

2.3.1 Erdbebengefährdung am Beispiel EUROCODE 8

In Erdbebenbaunormen werden Antwortspektren in der Regel in Abhängigkeit von der Erdbebenzone des betrachteten Standortes mit einem zugehörigen Einhängewert der Beschleunigung und unter Berücksichtigung lokaler Untergrundbedingungen festgelegt. Die Beschleunigungen werden anschließend noch mit einem sogenannten Bedeutungsfaktor zur Berücksichtigung der Bedeutung des Gebäudes skaliert. Der Bedeutungsfaktor ist gemäß den Erläuterungen der Norm als grober Umrechnungsfaktor in andere Wiederkehrperioden zu verstehen. Beim Nachweis der Tragfähigkeit entspricht der Bedeutungsfaktor $\gamma = 1,0$ einer mittleren Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Bei einer Bemessung mit modalen Verfahren wird das elastische Antwortspektrum noch mittels sogenannter q-Faktoren in ein inelastisches Bemessungsspektrum überführt. Mit den q-Faktoren wird das Duktilitätsvermögen des Bauwerkes bzw. Bauteils berücksichtigt. Bei einer Bemessung mittels

Zeitverlaufsberechnungen werden aus dem elastischen Antwortspektrum spektrumkompatible Beschleunigungszeitverläufe generiert.

Im EUROCODE 8 bzw. der DIN EN 1998-1 werden die Antwortspektren wie folgt ermittelt: Die allgemeine Form des elastischen Antwortspektrums (horizontal und vertikal) ist analytisch vorgegeben. Das Amplitudenniveau des Spektrums ergibt sich aus der Multiplikation mit dem Bodenparameter S und der Bemessungs-Bodenbeschleunigung a_g . Der Bodenparameter S ergibt sich aus der Einordnung des Standortes in eine der Baugrundklassen. Für Fels (Baugrundklasse A) ist $S = 1,0$. Die Bemessungs-Bodenbeschleunigung a_g ergibt sich durch Multiplikation der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung a_{gR} in Abhängigkeit von der Erdbebenzone des Standortes - also der Erdbebengefährdung - mit dem Bedeutungsfaktor des Bauwerkes. S und a_g können als "Einhängewerte" des Antwortspektrums betrachtet werden. Eventuell ist noch ein Dämpfungskorrekturbeiwert η zu betrachten ($\eta = 1,0$ bei 5 % Dämpfung).

Im ursprünglichen EUROCODE 8 sind für das horizontale Antwortspektrum zwei Spektrumenformen - Typ 1 und Typ 2 - vorgesehen. Wenn die Erdbebengefährdung im wesentlichen durch Beben mit Oberflächenwellen-Magnituden M_S kleiner 5,5 besteht, wird die Verwendung des Spektrums vom Typ 2 empfohlen. Anwendbar ist diese Fallunterscheidung in der Praxis allerdings kaum, da die Information über die Magnitudenstärke fehlt. In den nationalen Anwendungsdokumenten zum EUROCODE 8 sind Erdbebenzonenkarten mit den zugehörigen Referenz-Spitzenwerten der Bodenbeschleunigung für jede Zone enthalten sowie die Eckwerte der Antwortspektren und die Bodenklassifikationen. Der EUROCODE 8 gibt zwei grundlegende Anforderungen vor: Die Standsicherheitsbedingung nach der das Bauwerk ohne örtliches oder globales Versagen dem Bemessungserdbeben widerstehen muss und die Schadensbegrenzungsbedingung, welche bei weniger starken Erdbeben mit höherer Auftretenswahrscheinlichkeit Schäden verhindern soll. Dazu werden zwei Gefährdungsniveaus definiert. Für die Standsicherheitsbedingung wird eine Referenz-Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren empfohlen, was einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht. Für die Schadensbegrenzungsbedingung wird eine Referenz-Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 % in 10 Jahren bzw. eine Referenz-Wiederkehrperiode von 95 Jahren empfohlen. Im nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA (2011) ist aufgrund der moderaten Seismizität in Deutschland nur die Standsicherheitsbedingung als Nachweis erforderlich. Neu und über den EUROCODE 8 hinausgehend werden - wie schon in der DIN 4149 (2005) - geologische Untergrundklassen definiert. Die Form der Antwortspektren wird hier durch die Kombination von Baugrundklasse und geologischer Untergrundklasse vorgegeben.

Der Zusammenhang zwischen dem normativen Einhängewert (der Referenzbeschleunigung) bei Periode 0 und dem Antwortspektrum stellt sich aus physikalischer Sicht wie folgt dar: Der Wert bei Periode 0 im Antwortspektrum entspricht der maximalen Bodenbeschleu-

nigung PGA. Dies hängt damit zusammen, dass Erdbeben für Frequenzen oberhalb von ca. 50 Hz keine nennenswerten Erschütterungen mehr erzeugen und die Bodenbeschleunigungen von einem starren System (Periode = 0) 1:1 übertragen werden. Daher ergibt sich für höhere Frequenzen als die vom Erdbeben erzeugten im Antwortspektrum eine horizontale Linie.

2.3.2 Schweizer Regelwerk für Stauanlagen

Das Schweizer Regelwerk für Stauanlagen BWG (2003) bezieht sich direkt auf die Intensität als Gefährdungsparameter. Hier wird mit einer Formel für die entsprechende Standortintensität die maximale Bodenbeschleunigung (PGA) berechnet.

2.4 Probleme mit Normen und Intensitäten

In vielen Ländern der Welt basieren die Erdbebengefährdungskarten der entsprechenden Baunorm noch auf Intensitäten. Einige Beispiele hierfür sind neben Deutschland: Bulgarien (BG 2007), Ägypten (EG 2008), China (GB 50011 2001) und Russland (SNIP II-7-81 2000). In den Ländern des ehemaligen Jugoslawiens (SFRY: Socialist Federal Republic of Yugoslavia) wird nach Kenntnis des Autors noch die aus dieser Zeit stammende Norm angewendet (SFRY 1995), welche ebenfalls eine Intensitätskarte enthält. Dies ist aus technischer Sicht für die Bemessung normalerweise unproblematisch, da zu jeder Erdbebenzone neben der Intensität auch eine Einhängebeschleunigung angegeben wird. Damit kann das normierte Antwortspektrum auf das Bemessungsniveau skaliert werden. Nicht in allen Ländern der Welt existieren aber aktuelle Erdbebenbaunormen, in einigen Ländern mit relevanter Erdbebengefährdung fehlt es gar an Normung. Einige Beispiele für Länder mit noch fehlender Erdbebenbaunorm sind (soweit bekannt): Saudi Arabien, Irak, Honduras, Bolivien, Georgien und Nord Korea. Sollen Bauwerke in diesen Ländern erdbebensicher errichtet werden - noch dazu nach westlichen Sicherheitsstandards - so ergeben sich ganz praktische Probleme. Für gewöhnliche Hochbauten ist die Erstellung eines seismologischen Standortgutachtens in der Regel zu aufwändig. Oftmals ist die Intensität dann der einzige zuverlässige Parameter zur Abschätzung einer realistischen Erdbebengefährdung. In den Ländern des ehemaligen Jugoslawiens wird - wie bereits erwähnt - immer noch die alte Norm (SFRY 1995) angewendet. Diese verwendet eine Erdbebengefährdungskarte aus den Zeiten der ehemaligen UDSSR, welche auf Intensitäten basiert. In SFRY (1995) werden zur Intensität zwar auch Einhängewerte für das Antwortspektrum angegeben, diese sind allerdings am Maßstab der angegebenen Intensität als viel zu niedrig und vollkommen unrealistisch zu bezeichnen. Man mag spekulieren, ob die niedrigen Beschleunigungswerte womöglich durch die damalige Regierung politisch bedingt sind. Ebenfalls unrealistisch niedrige Beschleunigungen waren auch in der Ägyptischen Norm zu finden, für deren Erdbe-

benzonen aber durchaus plausible Intensitätswerte angegeben wurden. Im Jahre 2008 wurde in Ägypten eine neue Norm in Anlehnung an den EUROCODE 8 eingeführt. Als Gefährdungsparameter sind weiterhin Intensitäten angegeben, denen nun allerdings PGA-Werte zugeordnet sind, welche in der Größe etwa denen europäischer Länder entsprechen.

Die aufgeführten Beispiele zeigen, dass - weltweit betrachtet - in der täglichen Ingenieurpraxis immer wieder die Notwendigkeit besteht, aus Intensitäten Beschleunigungen oder Antwortspektren abzuleiten. Dies betrifft Länder, in denen keine Baunorm existiert oder deren Baunorm als veraltet angesehen werden muss. Oftmals ist dann die Intensität eine hilfreiche Größe zur Einschätzung der Erdbebengefährdung eines Standortes.

2.5 Fazit

Die Intensität findet auch heute noch in vielen Bereichen des Erdbebeningenieurwesens Anwendung. Sowohl bei der Bestimmung der seismischen Lastannahmen bedingt durch Sachzwänge als auch in vielschichtiger Weise bei der Evaluierung des seismischen Risikos von Bauteilen, Bauwerken oder Anlagen.

Im Übrigen ist auch die Verwendung der maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) als Einhängewert zur Skalierung von generalisierten Antwortspektren in Normen nicht optimal. Mit dem PGA-Wert wird zwar im Gegensatz zur Intensität direkt eine Bodenbeschleunigung angegeben, die Form des Antwortspektrums - welche u. a. wesentlich von Magnitude und Entfernung abhängt - kann damit allerdings genauso wenig berücksichtigt werden wie mit der Intensität. Aktuelle amerikanische Baunormen z. B. passen deshalb das Antwortspektrum an zwei Punkten ein. Diese liegen bei Periode 0,2 s und bei 1 s.

Die in diesem Kapitel beschriebenen Notwendigkeiten im Umgang mit der Intensität erfordern immer wieder die Ableitung von Beschleunigungen aus der Intensität. Dabei hat man das Problem, dass es kaum anwendbare oder gar aktuelle empirische Beziehungen zwischen Intensitäten und spektralen Beschleunigungen bzw. Antwortspektren gibt. Oft werden Bauingenieure mit diesem Problem konfrontiert, insbesondere wenn Bauvorhaben in Ländern ohne oder mit veralteten Baunormen zu realisieren sind. Im Folgenden werden einige Arbeiten im Zusammenhang mit intensitätsbasierten Antwortspektren vorgestellt.

3 Bisherige Arbeiten zu intensitätsbasierten Antwortspektren

3.1 Antwortspektren HOSSER (1987)

Die in Deutschland bekannteste Arbeit über intensitätsabhängige Antwortspektren ist der Forschungsbericht IFBT-ABSCHLUSSBERICHT (1986), dessen wesentliche Ergebnisse in HOSSER (1987) veröffentlicht wurden. Die damals durchgeführte Auswertung, welche zu einer deutlichen Verbesserung der Bestimmung seismischer Lastannahmen führte, wird allerdings dem heutigen Stand von Wissenschaft und Technik nicht mehr gerecht. Der verwendete Datensatz ist aufgrund der begrenzten Anzahl von Strong Motion Registrierungen gering. Zudem ist die Ursache der Unterschiede in den Antwortspektren für verschiedene Untergrundklassen bei gleicher Intensität nicht geklärt. Nachteilig ist auch, dass damals die Standortintensitäten berechnet und nicht makroseismisch bestimmt wurden (pers. Mitt. J.R. Kopera).

Die in IFBT-ABSCHLUSSBERICHT 1983, 1986 ermittelten intensitäts- und untergrundabhängige Antwortspektren wurden aus insgesamt 113 Horizontalkomponenten von Strong Motion Registrierungen ausgewertet. Die Registrierungen wurden in Klassen nach Standortintensität und Untergrund eingeteilt (im Mittel nur 14 Einzelkomponenten je Klassenkombination), und anschließend wurden aus den Beschleunigungszeitverläufen die Antwortspektren berechnet. Für jeden Frequenzpunkt wurde dann aus den Antwortspektren (für eine Bauwerksdämpfung von 5 %) der entsprechenden Intensitäts- und Untergrundklasse der Median (50 % Fraktile) berechnet. Für die ingenieurmäßige Anwendung als elastische Bemessungsspektren sind die Mediane der Auswertung schließlich in halblogarithmischer Darstellung noch geglättet worden. Die in diesem Projekt ermittelten Antwortspektren wurden in HOSSER (1987) mit Angabe einer zugehörigen Starkbewegungsdauer veröffentlicht. Die Spektren sind in drei Intensitätsklassen eingeteilt:

- Klasse 1: Intensitätsbereich $I = 6 - 7$ MSK
- Klasse 2: Intensitätsbereich $I = 7 - 8$ MSK
- Klasse 3: Intensitätsbereich $I = 8 - 9$ MSK

Entspricht die Intensität des Bemessungserdbebens nicht einer Klassenmitte, können die Spektren laut IFBT-ABSCHLUSSBERICHT (1983) (S.106) wie folgt¹ skaliert werden:

$$F = 10^{0,3(I-I_m)} \quad (3.1)$$

mit: F = Skalierungsfaktor
 I = Intensität
 I_m = mittlere Intensität der Klasse

Für jeden Intensitätsbereich gibt es entsprechend der drei Untergrundklassen drei unterschiedliche Antwortspektren. Die Untergrundklassen wurden von BERCKHEMER & KOPE-RA (1983) entwickelt und bestimmen sich nach den in Tabelle 3.1 wiedergegebenen Parametern. Abbildung 3.1 zeigt die Hosser-Spektren für die jeweilige Intensitätsklasse. Die Besetzungszahlen der Intensitäts- und Untergrundklassen enthält Tabelle 3.2. Die einzelnen Gruppen enthalten nur relativ wenige Registrierungen.

Tabelle 3.1: Klassifizierung des Untergrundes nach physikalischen Materialparametern nach BERCKHEMER & KOPE-RA (1983); in: HOSSER (1987)

Ukl	stratigraphische Beschreibung	v_p	v_s	ρ_d	ν
A	Holozän, Lockersedimente und Böden niedriger Impedanz, mindestens 5 m mächtig	< 1000	< 400	1,8	0,4 - 0,5
M	mittelsteife, halbverfestigte Sedimente, weder (A) noch (R)	1000 - 3000	400 - 1100	2,1	0,3 - 0,4
R	Fels, gut verfestigtes, wenig poröses Gestein	3000 - 4500	1100 - 2800	2,4	0,2 - 0,3

Ukl = Untergrundklasse
 v_p = Geschwindigkeit der Kompressionswelle (Primärwelle) in m/s
 v_s = Geschwindigkeit der Scherwelle (Sekundärwelle) in m/s
 ρ_d = Lagerungsdichte in g/cm^3
 ν = Poissonzahl

Wie in Abbildung 3.1 erkennbar ist, führen die Spektren der Untergrundklasse M (verfestigte Sedimente) im mittleren Frequenzbereich zwischen etwa 2 und 8 Hz zu den höchsten Beschleunigungen. Die Spektren für Lockersedimente (A) liegen unterhalb 2 Hz über de-

¹lt. Vorschlag Prof. L. Ahorner

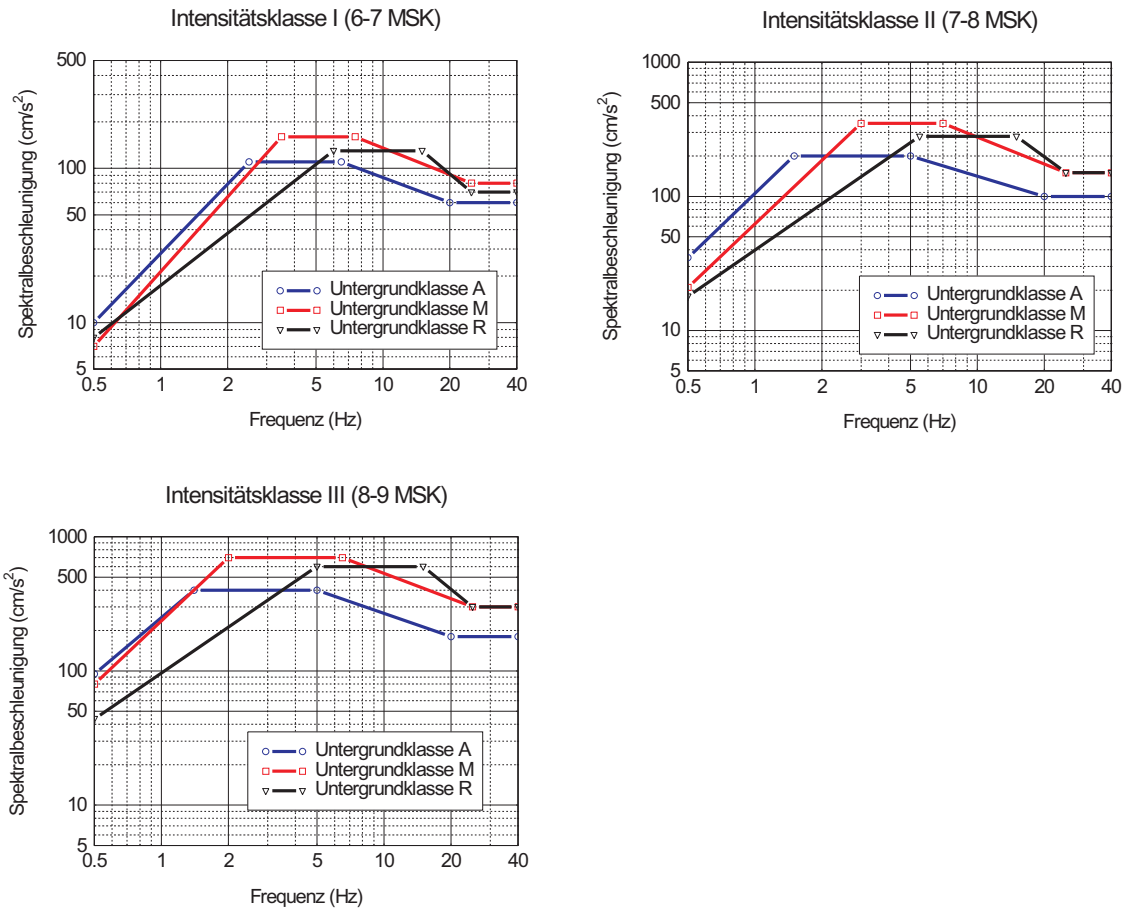


Abbildung 3.1: Intensitäts- und untergrundabhängige Antwortspektren (50 % Fraktile, Dämpfung 5 %) aus: HOSSER (1987); R=Fels, M=verfestigte Sedimente, A=Lockersedimente

nen der anderen Klassen, bei höheren Frequenzen sind sie dagegen deutlich abgesenkt. Die Fellspektren (A) ergeben ein umgekehrtes Bild. Hier sind die Spektralbeschleunigungen bei tieferen Frequenzen deutlich geringer und liegen bei hohen Frequenzen generell etwas höher als die der anderen Spektren. Diese Beobachtung erscheint aus physikalischen Gründen zunächst einen Sinn zu ergeben, da es bei Lockersedimentstandorten durch Resonanzeffekte in tieferen Frequenzbereichen zu erhöhten Beschleunigungen im Antwortspektrum kommen kann. Das Amplitudenniveau und der Frequenzbereich der Bodenverstärkung ist dabei im wesentlichen abhängig von der Tiefenlage des Felshorizontes und dem Impedanzkontrast zwischen Sediment- und Felsschicht und / oder zwischen unterschiedlichen Sedimentschichten. Die höheren Beschleunigungen der Fels-Spektren im hochfrequenten Bereich können durch die geringere Dämpfung im Vergleich zu Sedimenten erklärt werden. Dennoch bleibt eine Frage ungeklärt: Warum liegen die Antwortspektren für Sediment-

Tabelle 3.2: Anzahl der Registrierungen horizontaler Komponenten der Spektrenauswertung in HOSSER (1987) nach Intensitäts- und Baugrundklasse

	I = 6 - 7	I = 7 - 8	I = 8 - 9	Summe
A (Lockersediment)	10	10	10	30
M (verfestigte Sedimente)	20	14	8	42
R (Fels)	15	18	8	41
Summe	45	42	26	113

standorte in bauwerksrelevanten Frequenzbereichen über den Fels-Spektren, obwohl alle Spektren einer Intensitätsklasse im Sinne der Intensitätsskala theoretisch zu einer vergleichbaren Gebäudeschädigung führten? Sicherlich ist das Antwortspektrum nicht alleine ein Kriterium zur Charakterisierung der Gebäudeschädigung, dennoch ergaben verschiedene Korrelationsuntersuchungen zwischen Bauwerksschädigung und Spektralbeschleunigung des Antwortspektrums hohe bis sehr hohe Korrelationskoeffizienten, siehe z. B. ELENAS & MESKOURIS (2001), SCHMITT (2000), SCHUMACHER (1999) und ARAS (1998).

KAISER (1999) wertet Antwortspektren mit Lokalmagnituden von $5,0 < M_L < 6,0$ und Entfernungen bis ca. 20 km aus. Diese werden u. a. den intensitätsbasierten Antwortspektren aus HOSSER ET AL. (1991) gegenübergestellt, für die auch Magnituden- und Entfernungsbereiche bekannt sind. Die Antwortspektren in HOSSER ET AL. (1991) wurden im Gegensatz zu HOSSER (1987) für ganzzahlige Intensitäten ausgewertet. KAISER (1999) führt aus, dass der in HOSSER ET AL. (1991) verwendete Datensatz relativ klein ist, und die Standortintensitäten überwiegend mittels einer Intensitätsabnahmebeziehung berechnet wurden. Es wird weiterhin angemerkt, dass die Auswertung in HOSSER ET AL. (1991) auf für deutsche Verhältnisse unrealistisch großen Magnituden in relativ großen Entfernungen beruht. Damit wird auch der unterschiedliche Verlauf der Antwortspektren zur eigenen Auswertung von KAISER (1999) erklärt. Ein quantitativer Vergleich der Antwortspektren aus KAISER (1999) und HOSSER ET AL. (1991) ist aufgrund der unterschiedlichen Magnituden- und insbesondere Entfernungsintervalle schwierig. Betrachtet man allerdings nur die Standortintensität, so folgert KAISER (1999), dass die Antwortspektren in HOSSER ET AL. (1991) - bezogen auf den in Deutschland relevanten Magnituden- und Entfernungsbereich - zu einer Unterschätzung der Beschleunigungsantwort für Frequenzen größer als 2 Hz führt.

3.2 Antwortspektren BGR (2005)

Im Rahmen von Forschungsarbeiten der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe zur Endlagerung radioaktiver Abfälle erfolgte eine neue Auswertung Intensitäts- und untergrundbezogener Antwortspektren (LEYDECKER 2005). Der Bericht dazu ist öffentlich zugänglich. In LEYDECKER (2005) werden u. a. Seismizität und seismische Gefährdungsanalysen in Deutschland beschrieben und es werden empirische Beziehungen zwischen verschiedenen Erdbebenparametern und makroseismischen Parametern angegeben. In Kapitel 5 dieses Berichtes erfolgt eine Berechnung² von intensitäts- und untergrundabhängigen Antwortspektren aus Strong Motion Registrierungen. Es wurden Registrierungen aus der europäischen Datenbank ESD verwendet. Die ESD ist die einzige öffentlich zugängliche Strong Motion Datenbank, welche zu vielen Registrierungen auch eine lokale Standortintensität angibt. Die dort angegebenen lokalen Intensitäten wurden aus Berichten und Artikeln entnommen, weitere Informationen dazu werden nicht angegeben. Wie auch schon im IFBT-ABSCHLUSSBERICHT (1986) war auch bei der in LEYDECKER (2005) durchgeführten Auswertung das Ziel intensitätsabhängige Antwortspektren zu erhalten, welche in Deutschland angewendet werden können. Als Vorteile werden vor allem zwei Punkte aufgeführt: Erstens ermöglichten intensitätsbasierte Antwortspektren eine konsistente seismische Gefährdungsanalyse bei Verwendung historischer Beben mit deren Intensitäten als Eingangsparameter, und zweitens sei die Intensität als integraler Schadensparameter direkt mit der zu erwartenden Bauwerksschädigung verknüpft.

Die BGR Spektrenauswertung erfolgte nach den gleichen Intensitäts- und Untergrundklassen wie im IFBT-ABSCHLUSSBERICHT (1986) bzw. in HOSSER (1987) verwendet. Nach der Auswahl geeigneter Registrierungen standen je Kombination zwischen 13 (VIII-IX, Fels) und 87 (VI-VII, Alluvium) Registrierungen horizontaler Komponenten zur Verfügung. Die Besetzungszahlen der Gruppen zeigt Tabelle 3.3. Die Auswertung der Antwortspektren wurde von Herrn Dipl.-Ing, Dipl.-Geophys. J. Kopera durchgeführt, der freundlicherweise die Daten zur Verfügung stellte. Die Medianspektren für alle Intensitäts- und Untergrundkombinationen sind in Abbildung 3.2 dargestellt. Es ist zu beachten, dass die Anzahl von Fels-Registrierungen in der Gruppe I = 8 - 9 mit nur 13 Komponenten klein ist. Zusätzlich zur BGR Auswertung wurden hier die beiden Bodenklassen A und M zusammengefasst, um ein allgemeines Antwortspektrum für Sedimente zu erhalten. Dazu wurde der Mittelwert der Ordinaten der Antwortspektren von den beiden Klassen A und M berechnet.

In der Diskussion der Ergebnisse in LEYDECKER (2005) wird festgehalten, dass sich die Mediane der einzelnen Intensitäts- und Untergrundklassen signifikant unterscheiden. Im Vergleich der Untergrundklassen für verschiedene Intensitätsgruppen zeigt sich allerdings kein einheitlicher Trend. Bei Betrachtung der beiden oberen Bilder in Abbildung 3.2 ist

²Die intensitätsbezogenen Antwortspektren basieren auf Auswertungen von J. Kopera.

Tabelle 3.3: Anzahl der Registrierungen horizontaler Komponenten der BGR Spektrenauswertung (LEYDECKER, 2005) nach Intensitäts- und Baugrundklasse. In Klammer steht die Anzahl der zugehörigen Erdbeben.

	I = 6 - 7	I = 7 - 8	I = 8 - 9	Summe
A (Lockersediment)	87 (10)	71 (12)	22 (8)	180 (30)
M (verfestigte Sedimente)	60 (20)	32 (22)	20 (10)	112 (52)
R (Fels)	44 (15)	33 (18)	13 (8)	90 (41)
Summe	191 (45)	136 (52)	55 (26)	382 (123)

dennoch eine klare Unterscheidung zwischen Sedimenten und Fels zu erkennen, wenn man die jeweiligen Spektren für Fels (R) und Sedimente (AM) vergleicht. Die Beschleunigungen auf Sedimenten sind generell höher. In LEYDECKER (2005) sind die Antwortspektren auch untergrundunabhängig ausgewertet worden, wie in Abbildung 3.3 dargestellt.

3.3 Antwortspektren ATKINSON & SONLEY (2000)

ATKINSON & SONLEY (2000) untersuchten den empirischen Zusammenhang zwischen Intensitäten und Antwortspektren. Zusätzlich werden auch die Maximalwerte der Beschleunigung (PGA), Geschwindigkeit (PGV) und Verschiebung (PGD) betrachtet. Die Auswertung basiert auf Beobachtungen von 29 kalifornischen Erdbeben mit Magnituden von 4,9 bis 7,4, welche in Entfernungen von bis zu 300 km registriert wurden. Die lokalen makroseismischen Intensitäten stammen für Beben vor 1981 aus der NOAA Datenbank (http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/int_srch.shtml) und für spätere Beben vom United States Geological Survey (USGS). Die Zuordnung einer Intensität zu einer Registrierung bzw. Registrierstation erfolgte in einem ersten Schritt, indem die nächstgelegene lokale Intensität zugeordnet wurde. Anschließend erfolgte eine Art Plausibilitätsprüfung, bei der z. B. Registrierungen mit großer Entfernung zum nächstgelegenen Intensitätspunkt ausgeschlossen wurden oder Intensitäten händisch vergeben wurden, z. B. in Fällen in denen verschiedene Intensitäten in etwa gleicher Entfernung zur Registrierung beobachtet wurden. D. h., die Zuordnung der Intensitäten erfolgte in ATKINSON & SONLEY (2000) nicht nach rein mathematischen Kriterien sondern auch mit seismologischem Sachverstand, wodurch die Ergebnisse allerdings auch subjektiv beeinflusst wurden.

Die intensitätsabhängige Auswertung erfolgt für PGA, PGV, PGD und für Spektralbeschleunigungen bei 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 5 Hz und 10 Hz für die Intensitäten 3 bis 9. Eine Unterscheidung zwischen verschiedenen Bodenklassen erfolgt nicht. Die jeweiligen Standardabweichungen werden angegeben. Die in ATKINSON & SONLEY (2000) ermittelten intensitätsabhängigen Spektralwerte sind die logarithmischen Mittelwerte aus allen ausge-

3.3 Antwortspektren ATKINSON & SONLEY (2000)

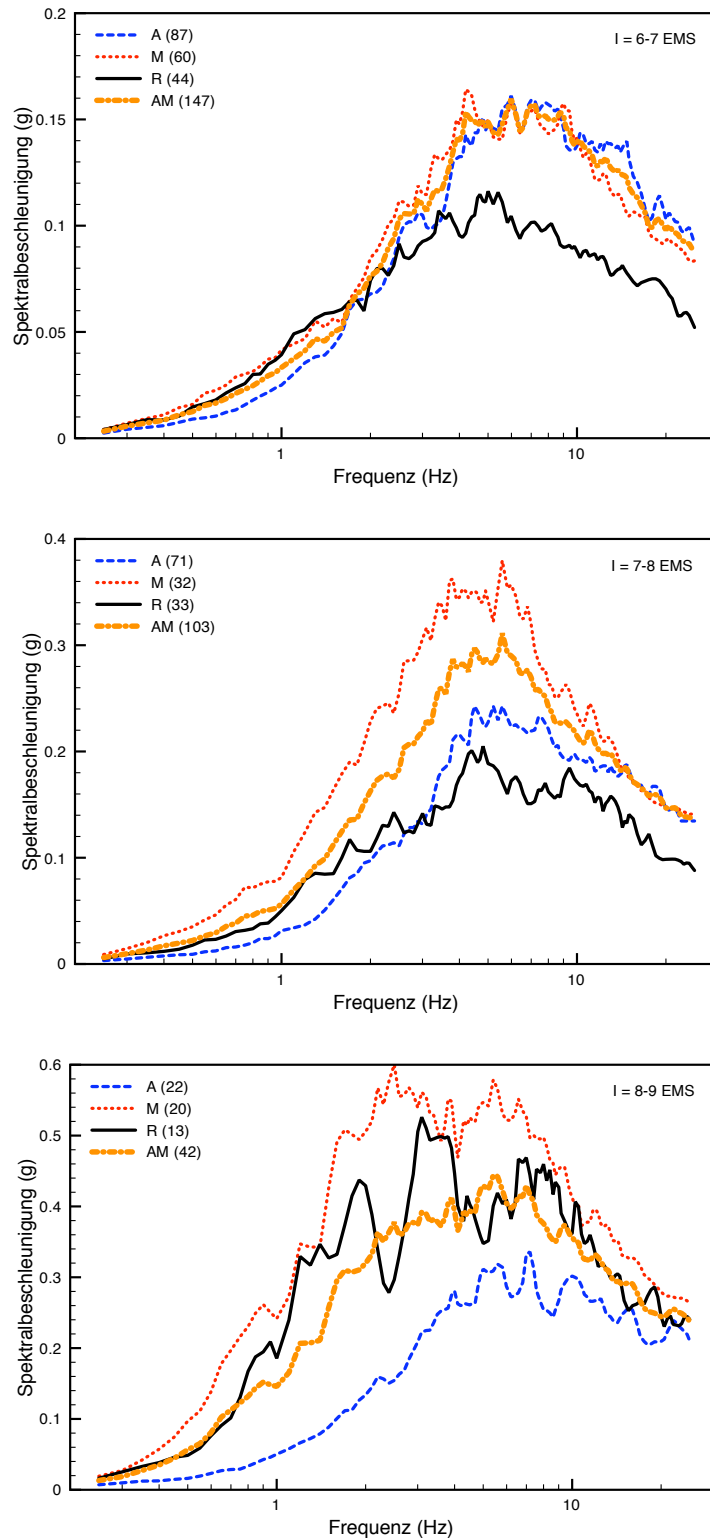


Abbildung 3.2: Antwortspektren (50 % Fraktile, Dämpfung 5 %) aus LEYDECKER (2005) in Abhängigkeit von der Intensität I und der Baugrundklasse (A = Lockersedimente, M = verfestigte Sedimente, R = Fels; siehe auch Tabelle 3.1). Es wurden europäische Strong Motion Registrierungen ausgewertet. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

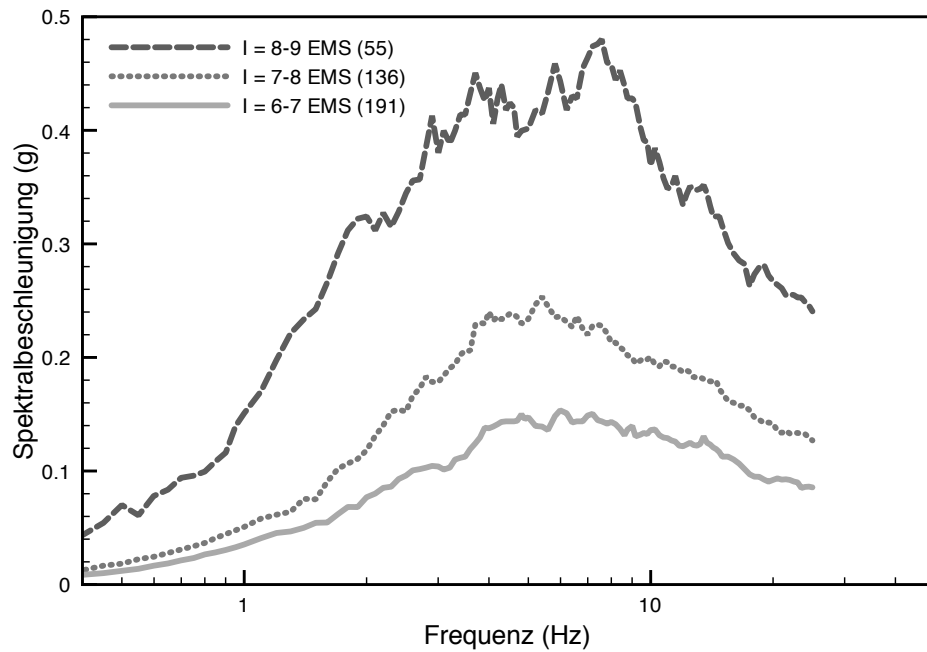


Abbildung 3.3: Antwortspektren (50 % Fraktile) aus LEYDECKER (2005) in Abhängigkeit von der Intensität I , untergrundunabhängig. Es wurden europäische Strong Motion Registrierungen ausgewertet. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

werteten Amplituden. In Abbildung 3.4 sind diese als Antwortspektren dargestellt, wobei die Spektralwerte hierbei im doppelt logarithmischen Diagramm mit Linien verbunden wurden. Die Spektralordinaten für die Intensität 9 liegen für Frequenzen von 1 Hz und mehr unterhalb derer für die Intensität 8. Eine Erklärung oder Vermutung der Ursache dazu wird nicht angegeben, nur dass die Beobachtungen für die Intensität 9 sehr gering sind (maximal 5). In ATKINSON & SONLEY (2000) werden neben den tabellierten Werten der Auswertung auch Formeln zur Berechnung der Intensität oder der Bodenbewegung angegeben. Auf deren Wiedergabe wurde hier verzichtet.

Bei den Auswertungen wurde festgestellt, dass generell die hoch-frequenten Amplituden stark von der Entfernung und der Intensität abhängen, während die niedrig-frequenten Amplituden von der Magnitude und der Intensität abhängen. Abschließend halten ATKINSON & SONLEY (2000) fest, dass die aus kalifornischen Beben ermittelte Beziehung zwischen Spektralbeschleunigungen und Intensitäten auf jede Region anwendbar wären, vorausgesetzt dass regionale Unterschiede in den Bauweisen nicht zu signifikant anderen Schadensgraden führen.

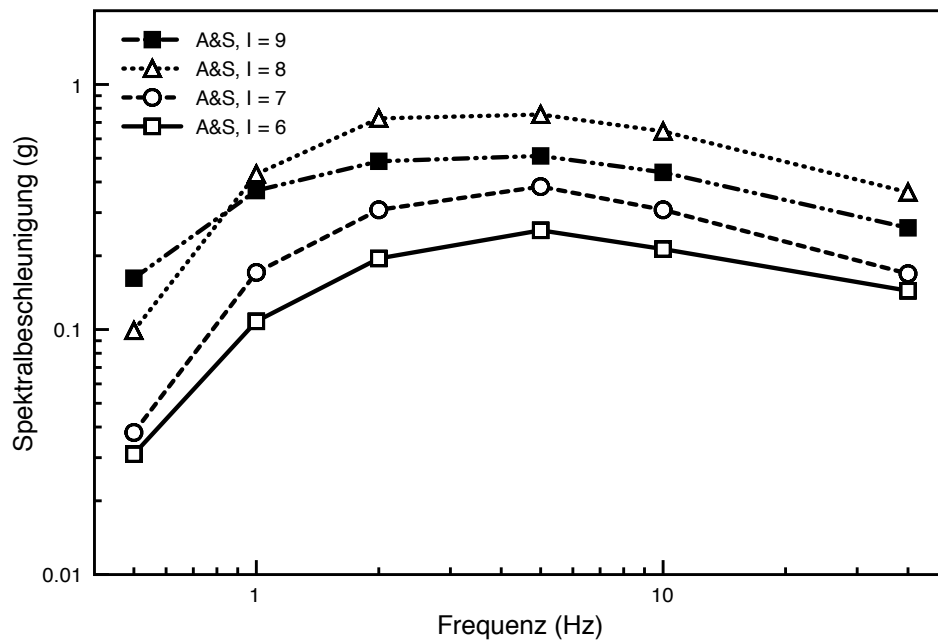


Abbildung 3.4: Antwortspektren (Mittelwerte) aus ATKINSON & SONLEY (2000) in Abhängigkeit von der Intensität I . Die angegebenen Spektralwerte (Symbole im Diagramm) wurden mit Linien verbunden.

3.4 Weitere Auswertungen zu Intensitäten und Spektralbeschleunigungen

Im Folgenden wird kurz auf einige weitere Auswertungen zu Intensitäten und Spektralbeschleunigungen eingegangen, welche sich auf wenige Frequenzpunkte beschränken. Deren Anwendung ist vorrangig für die Berechnung von Shake-Maps gedacht. Einen guten Überblick zu diesem Thema wird in GEM (2010) gegeben.

FAENZA & MICHELINI (2011) führen Regressionsanalysen zwischen Intensitäten und Spektralbeschleunigungen an italienischen Erdbebendaten durch. Dazu wurden die Daten aus der DBMI04 Intensitäts-Datenbank (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>) und der ITACA Strong Motion Datenbank (<http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>) verwendet. Die betrachteten Perioden sind 0,3 s, 1,0 s und 2,0 s. Es wurden alle lokalen Intensitäten von 2 bis 8 in einer maximalen Entfernung von 3 km zur Registrierstation verwendet. Den Registrierungen wurde jeweils die nächstgelegene Intensität zugeordnet. Der verwendete Datensatz umfasst insgesamt 264 Horizontalkomponenten von 87 Erdbeben im Zeitraum von 1972 bis 2009 mit Momentmagnituden von 3,9 bis 6,9.

In KAKA & ATKINSON (2004) werden u. a. Spektralbeschleunigungen für Intensitäten

von 2 bis 8 und die Frequenzen 1 Hz, 5 Hz und 10 Hz für Erdbeben in Ost- und Nordamerika ausgewertet. Die meisten lokalen Intensitätswerte stammen vom kanadischen Geologischen Dienst. Die Zuordnung der Intensitäten erfolgt nach dem gleichen Prinzip wie in ATKINSON & SONLEY (2000). Einige horizontale Spektralbeschleunigungen wurden allerdings aus der vertikalen Komponente mit einer Umrechnungsbeziehung berechnet andere mit einer empirischen Formel. Die Ergebnisse aus KAKA & ATKINSON (2004) für Ost- und Nordamerika führen - wie ein Vergleich zeigt - zu wesentlich kleineren Spektralbeschleunigungen als die in ATKINSON & SONLEY (2000) ermittelten. KAKA & ATKINSON (2004) merken an, dass diese Unterschiede überraschend und schwer erklärbar sind.

ATKINSON & KAKA (2007) führen eine Untersuchung der Beziehung zwischen registrierten Bodenbewegungen und Intensitäten für die zentralen Staaten der USA und für Kalifornien durch. Dabei werden auch die Spektralbeschleunigungen bei 0,5 Hz, 1,0 Hz und 3,3 Hz betrachtet. Bei dieser Auswertung werden computerberechnete Intensitäten (CCI) verwendet. Die CCI Intensitäten werden später noch erläutert. Die Ergebnisse von ATKINSON & KAKA (2007) werden hier nicht wiedergegeben und nur der Vollständigkeit wegen erwähnt. Weitere Veröffentlichungen zu Intensitäten und Antwortspektren wurden bis dato nicht gefunden.

3.5 Vergleich der Auswertungen aus der Literatur

In der Abbildung 3.5 sind die Mittelwerte der Antwortspektren aus ATKINSON & SONLEY (2000) zusammen mit den Ergebnissen aus FAENZA & MICHELINI (2011) und KAKA & ATKINSON (2004) dargestellt. Es werden jeweils die Spektralbeschleunigungen für die Intensitäten 6, 7 und 8 wiedergegeben. Die Werte für FAENZA & MICHELINI (2011) wurden aus dem Bild 4 der Veröffentlichung abgelesen. Für den Vergleich der Ergebnisse in Abbildung 3.5 wurde auf die Berechnung der Intensitäten aus der Regressionsformel verzichtet. Die jeweiligen Spektralordinaten aus den Veröffentlichungen sind als Symbole in Abbildung 3.5 markiert. Wie zuvor erwähnt und aus der Abbildung erkennbar, liegen die Spektralwerte für Kalifornien deutlich über denen für die anderen Regionen.

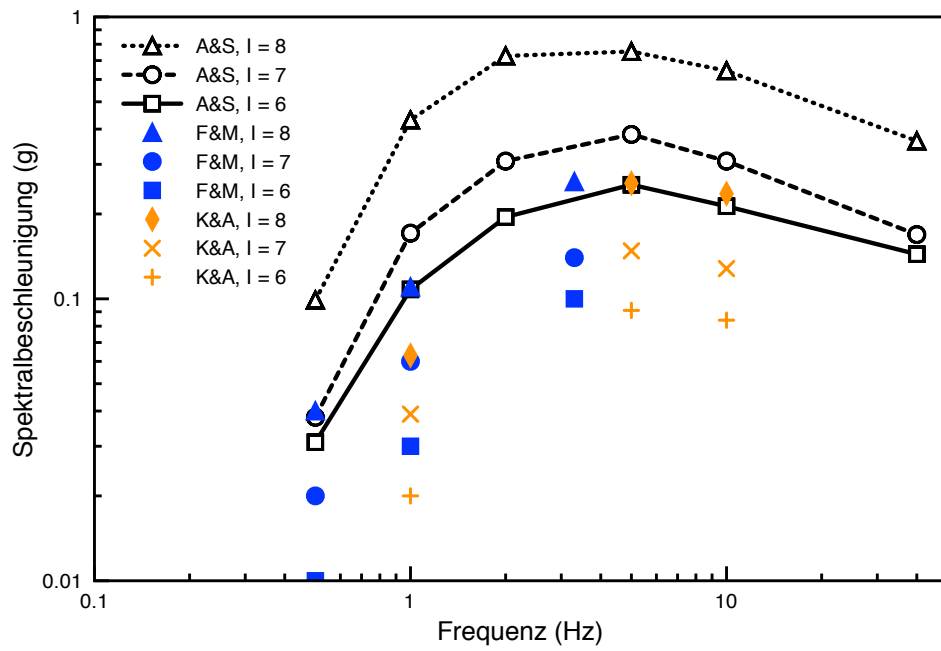


Abbildung 3.5: Spektralbeschleunigungen (Mittelwerte) aus A&S: ATKINSON & SONLEY (2000) (Region Kalifornien), F&M: FAENZA & MICHELINI (2011) (Region Italien) und K&A: KAKA & ATKINSON (2004) (Region Ost- und Nordamerika) in Abhängigkeit von der Intensität I . Die in ATKINSON & SONLEY (2000) angegebenen Spektralwerte wurden mit Linien verbunden.

4 Einige seismische Parameter und Antwortspektren

4.1 Makroseismische Intensität und Intensitätsskalen

Die sogenannte makroseismische Intensität beschreibt die Wirkung eines Erdbebens an der Erdoberfläche auf Menschen, Bauwerke und Landschaft. Sie bezieht sich auf einen bestimmten Ort und ist ein Maß für die Wahrnehmbarkeit und die lokale Zerstörungskraft eines Erdbebens. Die Bestimmung makroseismischer Intensitäten erfolgt durch die Auswertung der Beobachtungen der Erschütterungen und deren Folgen. Bei kleineren Intensitäten anhand der Beobachtungen von Menschen, bei größeren Intensitäten im Wesentlichen durch die Auswertung von Gebäudeschäden. Die Einwirkungen auf die Landschaft können ebenfalls mit der Intensität beschrieben werden, aufgrund der großen Ungenauigkeit wird darauf wenn möglich allerdings verzichtet. Intensitäten werden immer für kleinräumige Gebiete - etwa dem Teil einer Siedlung - bestimmt und nie für einzelne Beobachtungen oder Gebäude. Die Häufigkeit des Auftretens einer Beobachtung bzw. eines Schadens ist wichtig zur Bestimmung der Intensität.

Es existieren verschiedene Intensitätsskalen. Die wichtigsten Skalen werden hier kurz vorgestellt und verglichen; sie sind alle 12-stufig. Die in Europa am häufigsten gebräuchliche Intensitätsskala ist die MSK (1964) bzw. die Europäische Makroseismische Skala EMS (1998), welche eine Fortführung der MSK-Skala ist. In der detaillierten EMS (1998) werden aktuelle Bauwerkstypen in Europa berücksichtigt sowie erdbebengerechte Bauweisen. Anhang A.1 zeigt die Kurzform dieser Skala. Für die Ermittlung lokaler Intensitäten nach einem Erdbeben ist die vollständige Skala zu berücksichtigen. Die EMS und MSK Intensitäten können als gleichwertig angesehen und behandelt werden. Vor allem in Italien sind einige historische Erdbeben mit MCS Intensitäten bewertet. Die Skala MCS (1921) ist ähnlich der MSK-Skala und somit der EMS. Ebenfalls ähnlich der EMS ist auch die in den USA gebräuchliche Modified Mercalli Skala MMI (1931). Bemerkungen zur Anwendung der MMI-Skala vom United States Geological Survey (USGS) sind in STOVER & COFFMAN (1993) nachzulesen.

Damit intensitätsbasierte Antwortspektren überhaupt in verschiedenen Ländern angewendet werden können, ist ein Vergleich der Intensitätsskalen notwendig. Dazu wurden

hier die EMS, die MMI Skala und die MCS Skala verglichen. Im Anhang A.2 sind die Beschreibungen der Intensitätsstufen der drei Skalen gegenübergestellt. Für die Intensitätsstufen VI bis X sind jeweils gleiche oder ähnliche Passagen in den Skalen gekennzeichnet. Trotz der unterschiedlichen Wortwahl und Beschreibung im Text sind keine unmittelbaren Unterschiede in der Intensitätsbewertung festzustellen. Daher können die Intensitäten dieser Skalen als gleichwertig angesehen und behandelt werden. Die Gleichbehandlung dieser Skalen empfehlen auch Musson et al. (2010), die Vergleiche von makroseismischen Skalen durchführen und deren Entwicklung beschreiben.

4.2 Untergrundklassifikationen

Für die Anwendbarkeit standortspezifischer Antwortspektren in verschiedenen Ländern ist ein Vergleich der unterschiedlichen Untergrundklassifikationen nötig. Im Anhang B sind einige Untergrundklassifikationen aus verschiedenen Normen und andere gebräuchliche Einteilungen zusammengestellt. Das wichtigste Kriterium für die Einteilung eines Untergrundes in eine “seismische Baugrundklasse” ist die Scherwellengeschwindigkeit v_s . Für den Vergleich der Untergrundklassifikationen werden in Abschnitt 5.3.2 Vergleichsklassen eingeführt (siehe jeweils letzte Spalte der entsprechenden Tabelle im Anhang B), welche sich stark an den Einteilungen des EUROCODE 8 und der DIN 4149 orientieren. Die Vergleichs-Baugrundklasse BK, im folgenden einfach “Baugrundklasse” genannt, ist unter Berücksichtigung der hier vorgestellten Untergrundklassen und deren Klassengrenzen gewählt worden. Für die in Kapitel 5 durchgeführten Auswertungen von Strong Motion Daten sind diese in Tabelle 5.2 beschriebenen Baugrundklassen zur Einteilung der Registrierstandorte verwendet worden.

Die meisten Untergrundklassifikationen sind ähnlich und betrachten eine Tiefe bis etwa 30 m unter Geländeoberkannte. Besteht die oberste Schicht aus nur wenigen Metern lockerem Material (Aufschüttung oder alluviale Ablagerung), so kann und muss diese Schicht für die Einteilung in die Baugrundklasse vernachlässigt werden.

Der tiefere Untergrund (> 30 m) könnte ebenfalls einen signifikanten Einfluss auf die spektralen Beschleunigungen haben. In Abschnitt 5.3.2 werden daher zusätzlich zu den Baugrundklassen noch geologische Klassen eingeführt, welche den tieferen Untergrund beschreiben. Die einzige Norm, in der geologische Klassen definiert sind, ist die DIN 4149 (2005) bzw. die DIN EN 1998-1 (2010) und das nationale Anwendungsdokument (DIN EN 1998-1/NA 2011).

4.3 Magnitudenskalen

Die Magnitude ist ein Maß für die von einem Erdbebenherd abgestrahlte Wellenenergie. D. h., sie ist ortsunabhängig. 1935 führte der Seismologe Charles F. Richter die nach ihm benannte "Richterskala" ein. Es handelt sich hier um die sogenannte Lokalmagnitude M_L (local magnitude). Die Bestimmung erfolgt durch einen Vergleich der gemessenen Amplitude A des Erdbebens mit einem Referenzbeben der Amplitude A_0 in einer festgelegten Entfernung. Die Abnahme der Maximalamplituden über die Entfernung ist dabei bezogen auf ein Seismometer des Wood-Anderson-Typs. Die Formel lautet

$$M_L = \log A/A_0.$$

Heutzutage werden seismische Messungen auf das Wood-Anderson-Gerät zurückgerechnet, um einen standardisierten Wert zu erhalten. Für Erdbeben bis ca. 1000 km Herdentfernung, bei denen die Erdbebenwellen im Wesentlichen in der Erdkruste verlaufen, kann noch eine Lokalmagnitude bestimmt werden. Verlaufen die Erdbebenwellen im Wesentlichen durch den oberen Erdmantel (ab ca. 1000 km Herdentfernung), eignet sich die Raumwellen-Magnitude M_b (body wave magnitude) und für flache Beben in sehr großen Epizentralentfernungen die Oberflächenwellen-Magnitude M_S (surface wave magnitude). Die verschiedenen Magnituden differieren in ihrem Betrag geringfügig, daher ist in der Praxis eventuell ein Umrechnen zwischen den einzelnen Magnitudenwerten notwendig, um einen homogenen Datensatz zu erhalten. Die heute oft verwendete Momentmagnitude M_W (moment magnitude), deren Zahlenwerte an die der anderen Magnituden angelehnt sind, geht auf KANAMORI (1977) zurück. Sie wird aus dem seismischen Moment als physikalisches Stärkemaß berechnet. Der Bezug auf das seismische Moment hat den großen Vorteil, dass kein Sättigungsphänomen auftritt, d. h., die Momentmagnitude strebt im Gegensatz zu anderen Magnituden für stärkste Beben keinem Grenzwert zu. Das seismische Moment M_0 wird ermittelt zu $M_0 = \mu V A$. Hierbei ist A die Bruchfläche, V die mittlere Verschiebung der Bruchfläche und μ der Schermodul des Gesteins. Bei unterschiedlichen Werten wird M_0 als Integral über alle Teilflächen gebildet. Hieraus erfolgt die Definition der Momentmagnitude M_W nach

$$M_W = 2/3 \log M_0 - 6,07 \quad (M_0 \text{ in Nm}).$$

Die in dieser Arbeit verwendeten Erdbebenmagnituden sind alle Momentmagnituden, daher wird keine Umrechnung zwischen Magnitudenskalen benötigt. Einen Zusammenhang zwischen der vom Bebenherd abgestrahlten seismischen Energie E und der Magnitude M_S liefert die empirische Gleichung nach GUTENBERG UND RICHTER (1956)

$$\log E = 1,5 M_S + 4,8.$$

Da es sich bei der Magnitude um eine logarithmische Skala handelt, bedeutet ein Zuwachs der Magnitude M_S um eine Einheit eine Erhöhung der Herdenergie um den Faktor $10^{1,5} = 31,6$.

4.4 Entfernungsdefinitionen

Da die Laufweglänge der Erdbebenwellen selbstverständlich einen großen Einfluss auf die Beschleunigungsamplituden am betrachteten Standort hat, ist es wichtig die Entfernung zu definieren und anzugeben. Die Epizentral- und Hypozentralentfernung (siehe Abbildung 4.1) geht von einem punktförmigen Erdbebenherd aus. In der Realität handelt es sich aber um eine Bruchfläche und einen Bruchverlauf entlang einer Verwerfung. Die Erdbebenwellen breiten sich daher (insbesondere bei großen Erdbeben) auch nicht kreisförmig sondern eher ellipsenförmig an der Erdoberfläche aus. Die Bruchlängen bei Erdbeben reichen von wenigen hundert Metern bei kleinen Beben bis zu über 1000 km wie beim folgenschweren Sumatra Beben am 26.12.2004 vor der Küste Indonesiens mit einer Magnitude von M_W 9,0 (VALLEÉ 2007). Weitere Einflüsse haben die Hauptrichtung des Bruchverlaufs und die Lage des Standortes zur Verwerfung. Für die in Kapitel 5 ausgewerteten Registrierungen ist neben der Epizentral- und Hypozentralentfernung auch die Joyner-Boore Entfernung (JOYNER & BOORE 1981) bekannt sowie die kürzeste Entfernung zur Verwerfung und die kürzeste Entfernung zur Bruchfläche. Die Joyner-Boore Entfernung ist die kürzeste Entfernung des Standortes zur Vertikalprojektion der Bruchfläche an die Erdoberfläche (siehe Abbildung 4.2). Bei dieser Entfernung ist nachteilig, dass die Herdtiefe nicht berücksichtigt wird. Alle in dieser Arbeit durchgeführten Auswertungen beziehen sich immer auf die kürzeste Entfernung zur Bruchfläche.

4.5 Empirische spektrale Abnahmebeziehungen

Es existieren eine Reihe von empirischen, spektralen Abnahmebeziehungen auf der Basis von Magnitude und Entfernung, mit denen sich untergrundbezogene Antwortspektren berechnen lassen. Deren Formeln sind aus Auswertungen von Strong Motion Registrierungen gewonnen. Ausgehend von einem Erdbeben bestimmter Magnitude lassen sich damit die Bodenbeschleunigungen (PGA) oder Spektralbeschleunigungen am Standort berechnen. Die Berechnung für viele Frequenzpunkte ergibt schließlich ein Antwortspektrum. Die Beschleunigungsabnahme ist dabei neben der Magnitude und der Entfernung auch wesentlich von den lokalen Untergrundverhältnissen abhängig (z. B. Fels oder Sediment). In den Abnahmebeziehungen werden unterschiedliche Entfernungen zum Herd oder zur Verwerfung verwendet. Zu den bekanntesten Abnahmebeziehungen zählen ABRAHAMSON & SILVA (1997), SPUDICH ET AL. (1999), AMBRASEYS ET AL. (2005), BERGE-THIERRY ET AL.

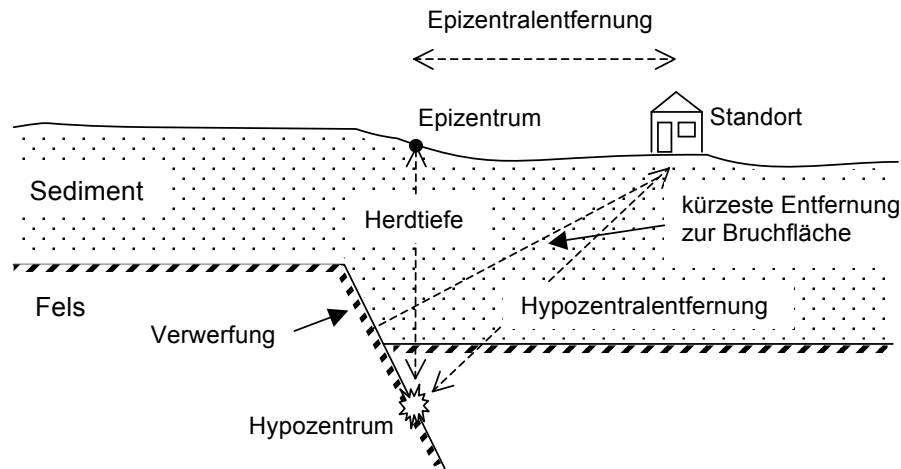


Abbildung 4.1: Entfernungen zum Erdbebenherd

(2003), CAMPBELL & BOZORGNI (2003) und AMBRASEYS & DOUGLAS (2003). Die Formeln dieser Abnahmebeziehungen enthalten Terme für die Magnitude, die Entfernung, den Untergrund und die Streuung und sind z. B. wie folgt aufgebaut:

$$f(Y) = a + f_1(M) + f_2(R) + f_3(S) + e$$

Y = Spektralbeschl. f. eine bestimmte Frequenz oder max. Bodenbeschl. (PGA)

$f_1(M)$ = Funktion der Magnitude

$f_2(R)$ = Funktion der Entfernung

$f_3(S)$ = Funktion des Untergrundes

e = Streuung

Einige der Abnahmebeziehungen berücksichtigen auch den Erdbeben-Herdmechanismus oder die Lage des Standortes zur Verwerfungsfläche. Diese Parameter spielen allerdings nur bei sehr starken Erdbeben und kleinen Entfernungen zur Verwerfungsfläche eine Rolle. Der Vollständigkeit wegen sei erwähnt, dass in einem Forschungsprojekt des Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) neue Abnahmebeziehungen entwickelt wurden (NGA 2008). Als Neuerungen kommen bei einigen der dort vorgestellten Formeln Parameter hinzu, welche im Nahfeld von starken Erdbeben einen signifikanten Einfluss haben können (z. B. Geometrie, nichtlineare Effekte). Es wird hier nicht weiter darauf eingegangen, da diese Parameter für deutsche Erdbebenverhältnisse keine Rolle spielen. Welche der Abnahmebeziehungen für die Gefährdungsanalyse am besten zum entsprechenden Standort bzw. zu den Gegebenheiten des jeweiligen Landes passen ist abhängig von den Randbedingungen und dem Gültigkeitsbereich der entsprechenden Abnahmebeziehung.

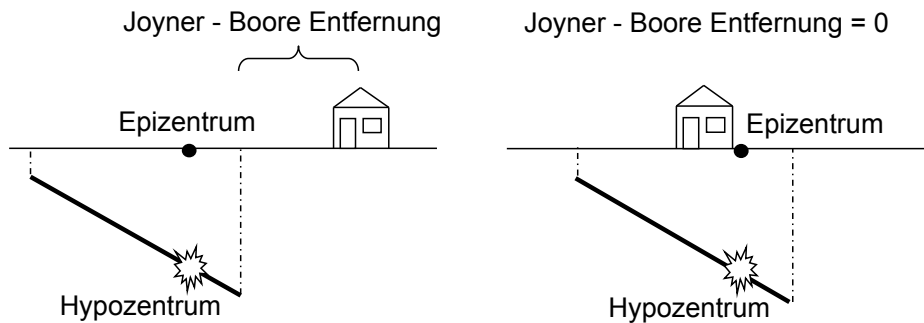


Abbildung 4.2: Entfernung nach JOYNER & BOORE (1981)

4.6 Antwortspektrenform

Der Frequenzgehalt einer Erdbebenregistrierung und damit auch die Form des Antwortspektrums wird durch folgende Faktoren maßgeblich beeinflusst:

- **Magnitude des Erdbebens:** Bei stärkeren Erdbeben werden aufgrund ihrer größeren Bruchfläche auch Bodenbewegungen mit niedrigen Frequenzen erzeugt, d. h., deren Antwortspektren sind zu tieferen Frequenzen erweitert. Große Beben erzeugen sogar Bodenbewegungen mit Frequenzen bis hin zu Eigenschwingungen des Erdkörpers (NAS 1973, STEIN & OKAL 2007). Tektonische Beben erzeugen im Wesentlichen Frequenzen bis 40 Hz und liegen damit im Bereich der Eigenfrequenzen von Bauwerken.
- **Entfernung zur Registrierstation:** Mit der Entfernung ändert sich durch die Filterwirkung des Untergrundes auch der Frequenzgehalt der Erdbebenwellen. Über gleiche Laufweglänge werden hochfrequente Wellen stärker gedämpft als solche mit tieferen Frequenzen. Dies liegt daran, dass die Amplitudenabnahme proportional zur Anzahl der durchlaufenen Wellenzyklen ist und Wellen höherer Frequenz auf gleichem Weg mehr Zyklen durchlaufen.
- **lokale Untergrundverhältnisse:** Die Dämpfung der Erdbebenwellen vom Erdbebenherd durch den Untergrund bis zur Erdoberfläche und zum Standort ist abhängig vom durchlaufenen Medium. Zur Berücksichtigung lokaler Standorteffekte ist in der Regel die Betrachtung der ersten 30 m unter Geländeoberkante (Baugrund) ausreichend. Bei Felsstandorten ist die Dämpfung äußerst gering, während in Sedimenten die Erdbebenwellen stärker gedämpft werden. Zudem können in Sedimenten durch Resonanzeffekte im entsprechenden Frequenzbereich Verstärkungen der Bodenbewe-

gung auftreten. Soweit bekannt, wird gelegentlich auch der tiefere, geologische Untergrund berücksichtigt.

Parameter wie Herdmechanismus und Einfallswinkel der Störung sind außer bei sehr starken und sehr nahen Erdbeben vernachlässigbar. In Abbildung 4.3 sind als allgemeines Beispiel zwei Median-Antwortspektren für felsige Untergrundbedingungen dargestellt, welche nach der empirischen Formel von AMBRASEYS ET AL. (2005) berechnet wurden. Einmal für Erdbeben mit $M_W = 5,0$ in 10 km Joyner-Boore Entfernung und einmal für $M_W = 7,0$ in 50 km Joyner-Boore Entfernung. Man erkennt, dass bei dem stärkeren Fernbeben mit größerer Herdfläche und somit auch längerer Bruchdauer der tieffrequente Bereich stärker angeregt wird als bei dem schwächeren Nahereignis. Bei hohen Frequenzen haben die Amplituden des stärkeren Bebens aufgrund des längeren Laufweges (40 km mehr) und der damit verbundenen Dämpfung deutlich abgenommen.

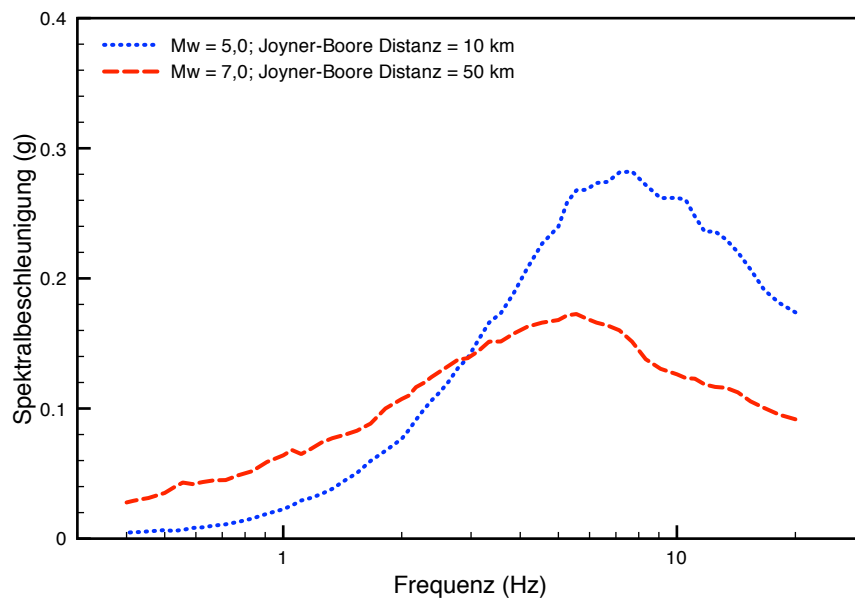


Abbildung 4.3: Vergleich verschiedener Erdbeben in Abhängigkeit von Magnitude und Entfernung (Felsspektren nach AMBRASEYS ET AL. 2005)

Sedimentschichten können in gewissen Frequenzbereichen zu einer Verstärkung der Schwingungen gegenüber Felsstandorten führen. In welchem Frequenzbereich die Amplituden verstärkt werden, hängt im Einzelnen von der Schichtung des lokalen Untergrundes ab. Als allgemeines Beispiel dafür wurden wieder die Formeln von AMBRASEYS ET AL. (2005) verwendet. Abbildung 4.4 zeigt ein Median-Antwortspektrum für Felsstandorte im Vergleich mit einem für Sedimentstandorte. Die Antwortspektren wurden für $M_W = 6,0$ in

20 km Entfernung berechnet. Im Vergleich zum Felsstandort ergeben sich für Sedimente generell höhere Beschleunigungen. Bei höheren Frequenzen ist hier der Unterschied zwischen Fels und Sediment geringer. Dies könnte möglicherweise an der Dämpfung liegen. Bei sehr starken Erdbeben in unmittelbarer Standortnähe kann es durch plastisches Verhalten des Bodens zu einer Abminderung der Beschleunigungen kommen.

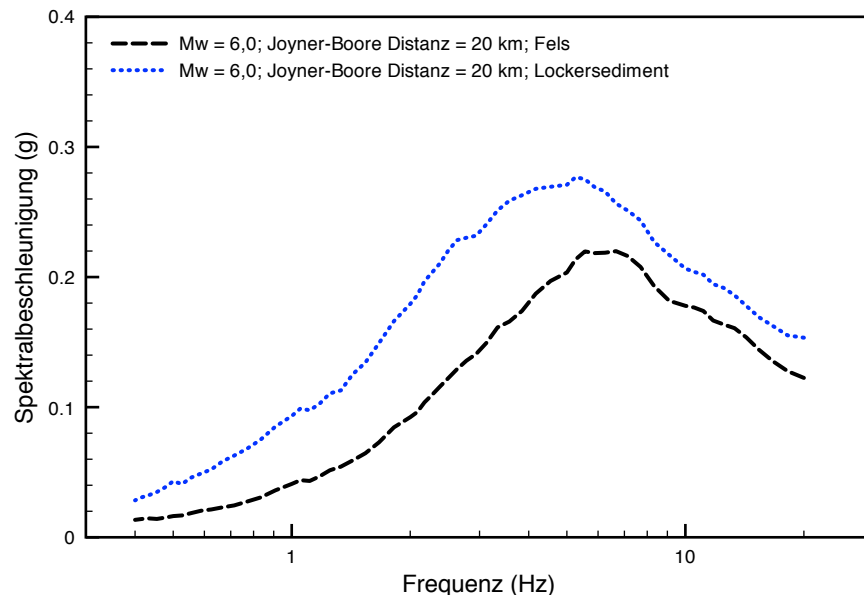


Abbildung 4.4: Vergleich verschiedener Untergrundbedingungen: Fels und Sediment (nach AMBRASEYS ET AL. 2005)

4.7 Nahfeldeffekte

Starke Nahfeldeffekte (“near-source effects”) können bei großen Erdbeben (z. B. $M > 6,5$) in kurzen Entfernungen (wenige Kilometer) zur Bruchfläche auftreten. Bei Nahfeldeffekten werden zwei Phänomene unterschieden:

1. “Directivity effects”
2. “Fling step”

Directivity effects entstehen durch Überlagerung von Erdbebenwellen infolge fortschreitendem Bruchmechanismus (in Richtung Standort). Dabei entspricht die Bruchgeschwindigkeit etwa der Scherwellengeschwindigkeit im Untergrund. Fling steps werden durch den

Verschiebungsprozess an der Verwerfung erzeugt und wirken sich daher nur unmittelbar im Verwerfungsbereich aus (siehe z. B. BOLT & ABRAHAMSON 2003). Ausführliche Informationen zu Nahfeldeffekten finden sich in BOZORGNIA & BERTERO (2004). Deren Charakterisierung und Auswirkung werden in REMITZ (2010) und MICHEL (2010) untersucht. In Zeitverläufen erzeugen Nahfeldeffekte langperiodische Geschwindigkeitsstöße, welche deutlich im Geschwindigkeitszeitverlauf erkennbar sind. Ein Beispiel dazu zeigt Abbildung 4.5. Nahfeldeffekte verlangen Bauwerken ein hohes Verformungsvermögen ab und können zur Bauwerksschädigung signifikant beitragen. Definiert ist der maximale Geschwindigkeitsstoß als betragsmäßig größte Fläche unterhalb eines einzelnen Geschwindigkeitsstoßes, wie in Abbildung 4.6 dargestellt. Der Parameter ist demnach eine Verschiebungsgröße.

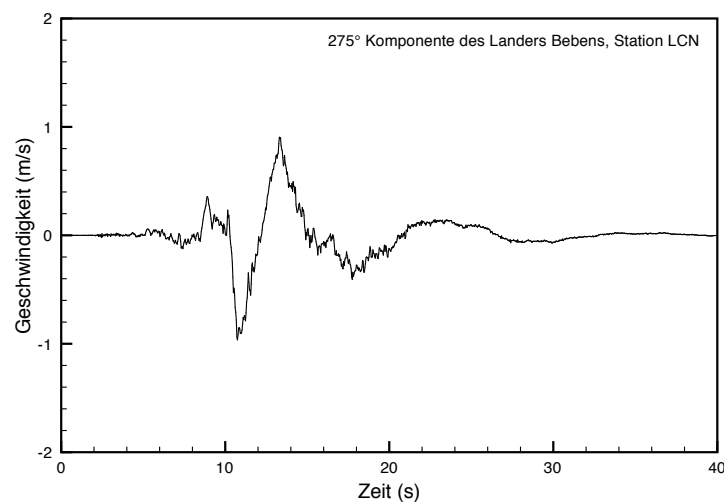
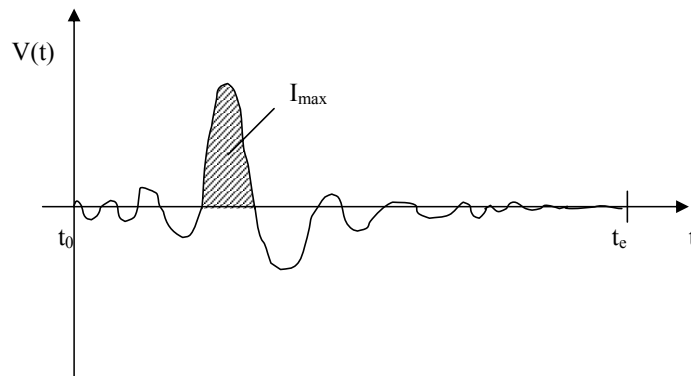


Abbildung 4.5: Beispiel für Nahfeldeffekte im Zeitverlauf: Dargestellt ist der Geschwindigkeitszeitverlauf einer Registrierung des Landers Bebens vom 28.06.1992 ($M_W = 7,2$) in 2 km Entfernung zur Bruchfläche der Verwerfung.

Obwohl die Gebäudeschädigungen und damit die Intensitäten durch Nahfeldeffekte mit beeinflusst sein könnten, sind Nahfeldeffekte im Antwortspektrum praktisch nicht sichtbar. Dabei muss man zwei Auswirkungen unterscheiden: Zum Einen die langperiodischen Schwingungen wie in Abbildung 4.5 besonders deutlich erkennbar. Diese wirken sich im Antwortspektrum in der Regel durch etwas erhöhte Amplituden im entsprechenden (tiefen) Frequenzbereich aus. Solche tiefen Frequenzanteile sind allerdings für die meisten Bauwerke nicht von Bedeutung. Die zweite wesentlich problematischere Auswirkung von Nahfeldeffekten ist die infolge des directivity effects entstehende Dynamik bei der Überlagerung von Erdbebenwellen. Infolge des fortschreitenden Bruchmechanismus kann es dazu kommen, dass Gebäude mehrfach in eine Richtung ausgelenkt werden, ohne dass genügend Zeit zur Rückschwingungsbewegung bleibt. Dieser dynamische Prozess kann nicht im



- I_{max} = maximaler Geschwindigkeitsstoß, hier mit "P" bezeichnet.
 $V(t)$ = Geschwindigkeitsordinate
 t = Zeit (s)
 t_0, t_e = Anfang bzw. Ende des Zeitverlaufes

Abbildung 4.6: Schematische Darstellung der Definition des maximalen Geschwindigkeitsstoßes; aus: SCHMITT (2000)

Antwortspektrum, welches nur die maximale Schwingungsantwort angibt, erfasst werden. Fling steps sind Verschiebungen, die im Verschiebungsantwortspektrum sichtbar sind, allerdings werden diese möglicherweise durch die Filterung von Zeitverläufen eliminiert oder abgemindert.

Abschließend ist festzuhalten, dass Nahfeldeffekte ein nicht zu vernachlässigendes Schadenspotential aufweisen. In Antwortspektren ist der Effekt des fortschreitenden Bruchmechanismus allerdings nicht erfassbar. Daher spielen Nahfeldeffekte bei der Auswertung der Antwortspektren in Kapitel 5 keine Rolle. Obwohl die Phänomene von Nahfeldeffekten bekannt sind, gibt es bislang praktisch kaum ein Konzept, Nahfeldeffekte realitätsnah im Rahmen einer Erdbebenauslegung zu erfassen. Hierzu besteht noch Forschungsbedarf. Einzelne Normen berücksichtigen Nahfeldeffekte mit pauschalen Faktoren (SILVA ET AL. 2000). Weitere bekannte Veröffentlichungen zum Thema Nahfeldeffekte sind SOMERVILLE ET AL. (1997) und SOMERVILLE (2002).

5 Strong Motion Auswertung

5.1 Einleitung

Die hier durchgeführte Auswertung von Strong Motion Registrierungen (SMR) beschränkt sich zugunsten eines homogenen Datensatzes und wegen der ausführlichen Informationen über makroseismische Intensitäten, Entfernungen, Untergrundbedingungen und Seismometerstandorten ausschließlich auf kalifornische Erdbeben. Später wurde ein Vergleich mit der Auswertung von ATKINSON & SONLEY (2000) für Kalifornien durchgeführt und auch ein Vergleich mit der BGR-Auswertung europäischer Erdbeben, um die Übertragbarkeit auf europäische Regionen zu prüfen.

Die hier durchgeführten Untersuchungen unterscheiden sich ganz wesentlich von der Auswertung von ATKINSON & SONLEY (2000) und stellen eine sowohl verfeinerte als auch erweiterte Untersuchung dar. Die wesentlichen Unterschiede stellen sich folgendermaßen dar: Die Zielsetzung ist eine andere. Während ATKINSON & SONLEY (2000) auf die Entwicklung einer empirischen Beziehung zwischen Intensitäten und Spektralbeschleunigungen abzielen, wurden hier Zusammenhänge von Intensität, Magnitude, Entfernung, Untergrund, Bebedauer und der Bauwerksschädigung untersucht, um Erkenntnisse für die Ableitung bemessungsrelevanter Parameter wie der Spektralbeschleunigung oder der Erdbebendauer zu gewinnen. Dazu konzentrierten sich die Untersuchungen auch auf einen möglichst homogenen Datensatz. Ein weiterer Unterschied zu ATKINSON & SONLEY (2000) ist, dass bei den Auswertungen hier nach Untergrundklassen unterschieden wurde. Bislang ist nicht klar inwieweit die Bodenverhältnisse die Ordinaten einer intensitätsbasierten Antwortspektrenauswertung beeinflussen. Zudem beschränkt sich die hier durchgeführte Auswertung nicht nur auf einzelne Frequenzen sondern berechnet die Antwortspektren im Bereich zwischen 0,5 Hz und 40 Hz. Die Zuordnung der makroseismischen Intensitäten zu den Registrierungen erfolgt ebenfalls anders als in ATKINSON & SONLEY (2000). Dort unterliegt die Vergabe der Intensitäten - wie zuvor beschrieben - zum Teil subjektiven Kriterien, welche nicht genauer erläutert sind. Hier wurden den Registrierungen konsequent jeweils die nächstgelegene Intensität zugeordnet wie im folgenden Abschnitt beschrieben. Besondere Bedeutung bei den hier durchgeführten Untersuchungen haben auch Zusammenhänge der Intensität mit der Bauwerksvulnerabilität und weiteren Parametern wie der Starkbewegungsdauer. Dazu wurden auch Korrelationsuntersuchungen durchgeführt.

5.2 Datengrundlage

Im Internet sind in zahlreichen Datenbanken Strong Motion Registrierungen verfügbar. Informationen zu lokalen makroseismischen Intensitäten sind darin allerdings in der Regel nicht enthalten. Eine Datenbank, in der auch lokale Intensitäten für Standorte von Registrierstationen angegeben sind, ist die “European Strong Motion Database” (ESD). Allerdings sind für eine belastbare statistische Auswertung zu wenig Registrierungen von Erdbeben im Nahbereich vorhanden. Zudem ist nicht ganz klar, ob die Intensitäten tatsächlich makroseismisch bestimmt wurden oder mittels einer Intensitätsabnahmebeziehung von anderen Standorten aus berechnet wurden. Beispiele für makroseismische Datenbanken sind die schon erwähnten Datenbanken DBMI04 und die des NOAA.

In Kalifornien sind die günstigsten Voraussetzungen für eine intensitäts- und untergrundabhängige Strong Motion Auswertung gegeben. Aufgrund der starken seismischen Aktivität und eines gut ausgebauten seismologischen Netzwerkes sind hier eine Vielzahl von Registrierungen (auch herdnah) von Erdbeben vor allem der letzten 20 Jahre verfügbar. Makroseismische Karten der größten und wichtigsten Erdbeben wurden vom USGS auf Basis der MMI-Skala erstellt. Die Standortintensitäten in digitaler Form wurden freundlicherweise von James Dewey (USGS) zur Verfügung gestellt. Für die Bestimmung der makroseismischen Intensitäten $\geq$ VII wurden und werden vom USGS nur die Gebäudeschäden als Kriterium zur Einstufung verwendet. Vom USGS werden nur ganzzahlige Intensitäten vergeben. In Europa ist im Gegensatz dazu auch die Vergabe von halben Intensitäten üblich. Die MMI-Skala ist prinzipiell ähnlich der EMS-98, beide Skalen können gleichwertig verwendet werden (siehe Abschnitt 4.1). Ein Vergleich verschiedener makroseismischer Skalen zeigt Anhang A.

Der USGS ist die zuständige US Bundesbehörde für die Erhebung von makroseismischen Intensitäten. Die makroseismischen Intensitäten der NOAA Datenbank (Erdbeben 1638 - 1985) wurden nicht verwendet, da diese eine Zusammenstellung aus verschiedenen Quellen sind, z. B. Zeitungen, Radio, Berichte von seismischen Stationen und USGS Reports. (<http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/intintro.shtml>).

Auf den Internetseiten des USGS sind makroseismische Karten mit sogenannten CCI-Intensitäten (computer calculated intensities) abrufbar (<http://pasadena.wr.usgs.gov/shake/ca/historic.html>). Die CCI-Intensitäten basieren auf einer automatisierten Computerauswertung der nach dem jeweiligen Erdbeben über das Internet eingegangenen elektronischen Fragebögen. Die Bevölkerung wird nach größeren Erdbeben um Mithilfe bei der makroseismischen Erhebung durch die Beantwortung entsprechender Fragebögen gebeten. Die CCI-Karten (auch “geocoded maps” genannt) sind in ein 3 km x 3 km großes Raster eingeteilt und für jedes Kästchen wird, soweit genügend Informationen bzw. Fragebögen vorhanden sind, eine Intensität vergeben. Informationen zur Berechnung der CCI-

Intensitäten und Unterschiede in der Höhe der ermittelten Intensitätswerte im Vergleich zur herkömmlichen Vergabe von Intensitäten finden sich in DEWEY ET AL. (2001).

In der hier vorliegenden Arbeit wurde jeder Strong Motion Registrierung eine Intensität zugeordnet. Die CCI-Intensitäten wurden dabei allerdings nicht verwendet. Karten von Erdbeben, welche lediglich Isoleisten zeigen, wurden ebenfalls nicht verwendet. Für die Zuordnung wurden nur die zuvor beschriebenen lokalen makroseismischen Intensitäten vom USGS (nach klassischer Methode) mit Angabe der zugehörigen geographischen Koordinaten verwendet.

Im Bericht STEWART & BATURAY (2002, 2003) wurden die Untergrundbedingungen an Registrierstationen in Kalifornien untersucht und eine Klassifizierung gemäß des National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) durchgeführt (siehe Anhang B). Diese gleichen Baugrundklassen verwendet auch die Norm ASCE 7-10 (2010) auf die sich der IBC (2012) bezieht. Zum Teil wird auch eine auf Messungen basierende mittlere Scherwellengeschwindigkeit der oberen 30 m angegeben. Für einige Stationen ist auch ein Scherwellengeschwindigkeitsprofil vorhanden. Die Erdbeben in Kalifornien sind Krustenbeben mit Herdtiefen von etwa 10-20 km. Der Herdmechanismus wird bei der hier durchgeführten Auswertung nicht berücksichtigt. Selbstverständlich hat der Herdmechanismus im Einzelfall unter Betrachtung des Verschiebungsprozesses einen Einfluss auf die Stärke der Beschleunigungen. Bei den im Folgenden ausgewerteten Registrierungen mit Entfernungen zur Bruchfläche von bis zu etwa 50 km wird allerdings kein besonders signifikanter Einfluss auf das Spektralniveau der Antwortspektren erwartet. Außerdem würden für eine zusätzliche Unterscheidung nach dem Herdmechanismus eine wesentlich größere Anzahl von Registrierungen benötigt werden.

Als Datenquelle für die Beschleunigungszeitverläufe wurden die folgenden beiden Datenbanken verwendet:

- PEER (<http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>)
- COSMOS (<http://db.cosmos-eq.org/scripts/default.plx>)

Informationen zum Registrierstandort (Bauwerk und Untergrund) wurden aus beiden Datenbanken kombiniert. Soweit Informationen zu gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten aus dem Bericht STEWART & BATURAY (2002, 2003) vorhanden waren, sind diese zur Klassifizierung des Baugrundes verwendet worden. Die Beschleunigungszeitverläufe sind vorzugsweise (soweit vorhanden) aus der PEER Datenbank entnommen worden, da PEER ein einheitliches Datenformat benutzt und alle Registrierungen individuell korrigiert und gefiltert sind. Dadurch wird ein möglichst geringer Informationsverlust erzielt, dies ist vor allem für den tieffrequenten Bereich von Bedeutung. Die Methode der Filterung ist auf der Internetseite von PEER dokumentiert. In wenigen Fällen ist für Daten aus COSMOS hier

eine eigene Filterung durchgeführt worden. Informationen zur Filterung von Registrierungen finden sich z. B. in BOMMER & DOUGLAS (2004) oder in BAZZURRO ET AL. (2004). Die Qualität von Registrierungen sollte immer visuell überprüft werden. Dazu wurden alle verwendeten Beschleunigungszeitverläufe sowie die daraus berechneten Antwortspektren (5 % Dämpfung) dargestellt. Registrierungen, welche zu spät getriggert wurden oder welche Störungen enthielten, wurden aussortiert.

Anfänglich wurden nur Registrierungen bis etwa 30 km Entfernung ausgewertet. Daraus ergaben sich 431 Horizontalkomponenten von 10 Erdbeben, von denen nach Visualisierung und Aussortierung noch 333 Horizontalkomponenten von 9 Erdbeben übrig blieben. Da einige Intensitäts- und Baugrundgruppen - insbesondere für felsigen Untergrund - wenige Komponenten enthielten, wurde die Auswertung der Registrierungen auf Entfernungen bis zu etwa 50 km zur Bruchfläche erweitert. Ausnahme ist eine Fels-Registrierung in 68 km Entfernung zur Bruchfläche. Nach der Erweiterung des Datensatzes standen zunächst 459 einzelne Horizontalkomponenten von 9 Erdbeben zur Verfügung. Durch die gewählte Einschränkung, dass bei der Vergabe der Intensitäten die Entfernung zwischen Registrierstation und einem Intensitätspunkt nur maximal 7 km betragen darf (siehe Abschnitt 5.3.1), reduzierte sich der Datensatz noch einmal auf 411 Horizontalkomponenten. Diese 411 Zeitverläufe wurden für die im Folgenden durchgeführten Auswertungen verwendet. Alle wichtigen Informationen zu den Strong Motion Registrierungen sind in Anhang F zusammengestellt.

Der Parameterraum der gesamten Auswertung liegt in folgenden Grenzen:

Gesamtanzahl einzelner Horizontalkomponenten:	411
Standortintensität I_S :	VI - IX
Momentmagnitude M_W :	5,6 - 7,2
kürzeste Entfernung zur Bruchfläche:	2,2 km - 68,2 km
kürzeste Entfernung zur Verwerfung:	2,0 km - 53,0 km
Joyner-Boore Entfernung:	0 - 67,6 km
Hypozentral-Entfernung:	11,8 km - 95,0 km
Epizentral-Entfernung:	2,9 km - 94,8 km
Scherwellengeschwindigkeit Baugrund:	$v_{s,30} \geq 150 \text{ m/s}$

In Abbildung 5.1 werden die Verteilungen im Datensatz von Intensität bzw. Magnitude über die Entfernung veranschaulicht: Links die Verteilung von Intensität und Entfernung, rechts die Verteilung von Magnitude und Entfernung.

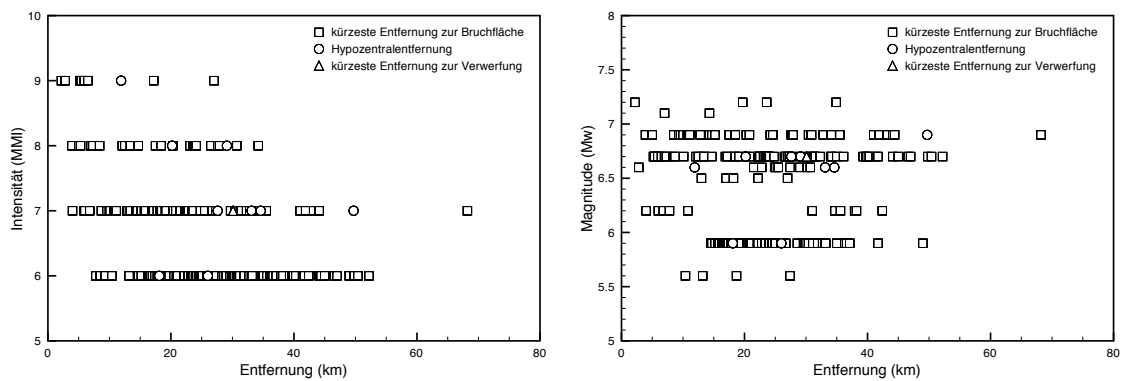


Abbildung 5.1: Verteilung von Intensität bzw. Magnitude und Entfernung im verwendeten Datensatz

5.3 Vorgehensweise

Für neun kalifornische Erdbeben, für die auch makroseismische Daten vorliegen, konnten Registrierungen ausgewertet werden: Northridge (1994), Landers (1992), Cape Mendocino (1992), Sierra Madre (1991), Loma Prieta (1989), Superstition Hills (B) (1987), Whittier Narrows (1987), North Palm Springs (1986) und San Fernando (1971). Eine kurze Beschreibung dieser Beben enthält Tabelle 5.1.

In den Tabellen F.1 und F.2 im Anhang F sind für jedes Erdbeben Informationen zu den verwendeten Registrierungen aufgelistet. Die Stationsnummern wurden vom jeweiligen Betreiber übernommen. In Tabelle F.1 sind neben den geographischen Koordinaten der Station Angaben über verschiedene Entfernungsarten, die Baugrundklasse, die geologische Untergrundklasse, die jeweils zugeordnete lokale makroseismische Standortintensität und ein Kürzel zur Identifikation des Datenfiles enthalten. Für alle Registrierstandorte wurden Untergrundklassifizierungen nach Baugrundklasse und geologischem Untergrund durchgeführt (s. u.). Die Tabelle F.2 beinhaltet eine verbale Beschreibung der Station, Angaben zum Gebäude mit Anzahl der Geschosse und eine Information über den Instrumentenstandort im Gebäude. Beim Instrumentenstandort ist darauf geachtet worden, dass nur Registrierungen im Erdgeschoss oder Kellergeschoss verwendet wurden, damit die Strukturantwort des Gebäudes die Registrierung nicht zu stark beeinflusst. Insbesondere, da die meisten Gebäude nur wenige Stockwerke aufweisen, ist diese Vorgehensweise akzeptabel und auch üblich. Eine wirkliche Alternative dazu gibt es praktisch nicht, da bei Verwendung "echter" Freifeldregistrierungen der Datensatz zu klein wäre. Eine signifikante Beeinflussung der Registrierung bei Standorten in Gebäuden durch etwaige herabfallende Teile infolge schwerer Erdbebenschäden ist ebenfalls auszuschließen. Zum einen sind die verwendeten Registrierungen gefiltert, d. h., offensichtliche Störsignale sind nicht mehr enthalten, zum anderen würden herabfallende Trümmerteile hochfrequente Beschleunigungen erzeugen, die nicht in den hier betrachteten und relevanten Frequenzbereich fallen.

Tabelle 5.1: Verwendete Erdbeben für die Auswertung der Strong Motion Registrierungen

Datum	Name	M_W	H (km)	$I_{m,beob.}$	Beobachtungen
17.01.1994	Northridge	6,7	18	IX	60 Tote, > 7000 Verl., Schüttergebiet: 214.000 km^2 , geschätzter Schaden: 13 - 20 Mill. US\$
28.06.1992	Landers	7,2	-	IX	3 Tote, > 400 Verl., geschätzter Schaden: 90 Mio. US\$
25.04.1992	Cape Mendocino	7,1	15	VIII	98 Verl., geschätzter Schaden: 66 Mio. US\$
28.06.1991	Sierra Madre	5,6	11	VII	2 Tote, 100 Verl., geschätzter Schaden: 33,5 Mio. US\$
18.10.1989	Loma Prieta	6,9	19	IX	62 Tote, 3757 Verl., Schüttergebiet: 170.000 km^2 , geschätzter Schaden: 5,6 Mill. US\$
24.11.1987	Superstition Hills (B)	6,5	-	VII	94 Verl., Schüttergebiet: 100.000 km^2 , geschätzter Schaden: 5 Mio. US\$
01.10.1987	Whittier Narrows	5,9	10	VIII	8 Tote, viele Verl., Schüttergebiet: 110.000 km^2 , geschätzter Schaden: 358 Mio. US\$
08.07.1986	North Palm Springs	6,2	12	VII	29 Verl., Schüttergebiet: 134.000 km^2 , geschätzter Schaden: 4,5 Mio. US\$
09.02.1971	San Fernando	6,6	13	IX*	66 Tote, > 2000 Verl., Schüttergebiet: 212.000 km^2 , geschätzter Schaden: 0,5 - 1 Mill. US\$

M_W = Momentmagnitude

H = Herdtiefe

$I_{m,beob.}$ = maximal beobachtete Intensität (MMI)

* Einmal wurde die Intensität X und einmal XI angegeben, die nächst kleinere Intensität ist VIII. Da bei diesen extremen lokalen Einzelwerten X und XI die Erschütterungswirkung vermutlich überschätzt wurde, wird für diese Standorte die Intensität IX angenommen. Dies ist eine (auch in den USA) durchaus übliche Vorgehensweise.

5.3.1 Zuordnung der Intensitäten

Die Zuordnung der lokalen makroseismischen Intensitäten zu den jeweiligen Registrierungen bzw. Registrierstationen wurde folgendermaßen durchgeführt: Für jedes der Erdbebenereignisse wurden zunächst sämtliche Entfernungen zwischen den Registrierstationen und den lokalen Intensitätspunkten berechnet. Der jeweiligen Registrierstation wurde dann die nächstliegende lokale Standortintensität zugeordnet, sofern diese nicht mehr als 7 km entfernt liegt. Größere Entfernungen als 7 km wurden nicht berücksichtigt. Die maximale Entfernung von 7 km wurde gewählt, da innerhalb dieser Entfernung die Intensität nur unwesentlich zu- oder abnimmt. Dies kann z. B. mit der empirischen Beziehung in SPONHEUER (1960) über die Intensitätsabnahme verdeutlicht werden:

$$\Delta I = 3 \log\left(\frac{\sqrt{d^2 + h^2}}{h}\right) - 1,3\alpha(\sqrt{d^2 + h^2} - h) \quad (5.1)$$

mit: ΔI = Intensitätsabnahme

d = Epizentralentfernung [km]

h = Herdtiefe [km]

α = Absorptionskoeffizient des Untergrundes [1/km]

(z. B. 0,002/km, ein für Deutschland häufig beobachteter Wert)

Betrachtet man als ungünstigsten Fall die kleinste Herdtiefe der 9 Erdbeben von 10 km, so ergibt sich in einer Epizentralentfernung von 7 km eine Änderung der Intensität von 0,3. Bei einer Herdtiefe von 15 km beträgt die Intensitätsänderung in 7 km nur noch 0,1.

Zu Testzwecken wurde eine Variante der Intensitätszuordnung untersucht. Dabei wurde die jeweilige Intensität an einer Registrierstation aus dem Mittelwert aller Standortintensitäten im Umkreis von 5 km um die Station berechnet. Die Auswertung der Antwortspektren erfolgte dann für die jeweilige ganze Intensität entsprechend der Intensitätsintervalle 6,0 - 6,4; 6,5 - 7,4; 7,5 - 8,4 und 8,5 - 9,0. Das obere und untere Intervall ist jeweils nur halb so groß, da keine Intensitäten kleiner 6 betrachtet und keine Intensitäten größer 9 beobachtet wurden. Die Median-Antwortspektren dieser Test-Auswertung führen zu sehr ähnlichen Ergebnissen wie die der eigentlichen Auswertung (Zuordnung der nächstliegenden Intensität bis max. 7 km). Die vergleichenden Antwortspektren beider Varianten zeigt Abbildung 5.2.

Für jedes Erdbeben sind alle verwendeten Registrierstationen und alle lokalen makroseismischen Intensitäten im Anhang C kartenmäßig dargestellt.

5.3.2 Untergrundklassifikation

Bezüglich der Untergrundbedingungen an den Registrierstationen wurde zwischen "Baugrund" (Teufe < 30 m) und "geologischem Untergrund" (Teufe > 30 m) unterschieden. Die

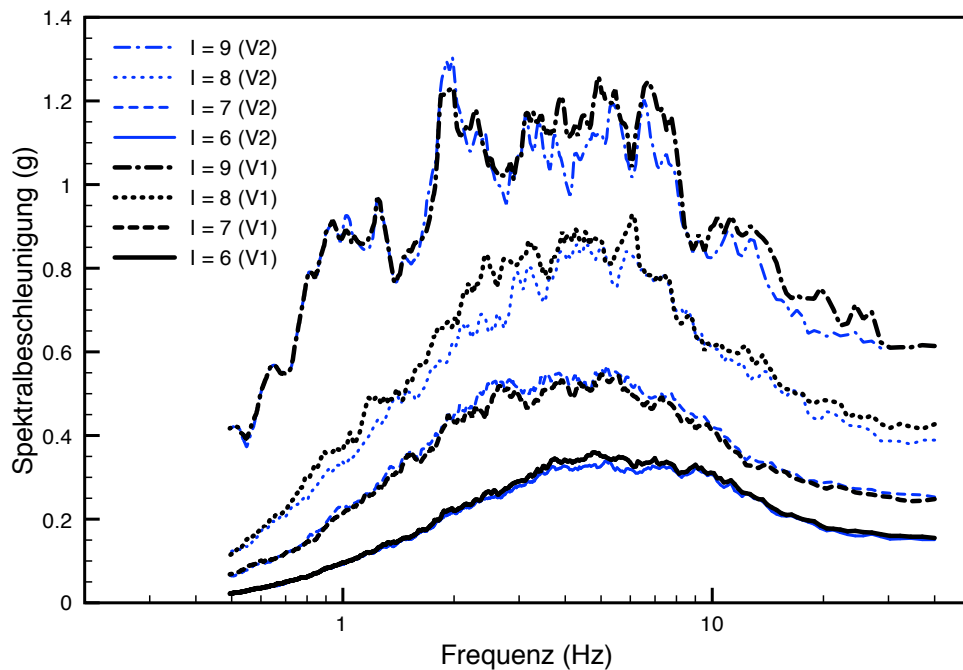


Abbildung 5.2: Vergleich verschiedener Methoden bei der Intensitätszuordnung zu den Registrierungen (Antwortspektren): V1 = Zuordnung der nächstgelegenen Intensität bis max. 7 km; V2 = Testvariante, Zuordnung der mittleren Intensität aus allen Intensitäten im Umkreis von 5 km und anschließende Rundung auf ganze Intensitäten

Klassifizierung des Baugrundes erfolgte nach den in Tabelle 5.2 gewählten Kriterien. Diese Klasseneinteilung wurde in Anlehnung an den EUROCODE 8 (EC 8) und die DIN 4149 erstellt und ist praktisch identisch dazu. Ein Vergleich mit anderen Baugrundeinteilungen zeigt Anhang B.

Der geologische Untergrund wurde hier deshalb betrachtet, weil DIN 4149 (2005) und DIN EN 1998-1/NA (2011) danach unterscheiden. Die Gründe für eine Unterscheidung nach geologischem Untergrund sind in Abschnitt 5.4.2 aufgeführt. Das Kriterium für die Klasseneinteilung ist die Sedimentmächtigkeit. Es wurden geologische Klassen (GK) definiert. Mit dem Programm SCEC (hier: Version 4) ist es möglich, virtuelle Scherwellengeschwindigkeiten des tieferen Untergrundes für Süd-Kalifornien zu berechnen. Zusätzlich ist die Ausgabe von Kompressionswellengeschwindigkeit (v_p), Poissonzahl, Dichte und Impedanz möglich. Das Programm SCEC vom “Southern California Earthquake Data Center” ist auf der Homepage unter <http://www.data.scec.org/3Dvelocity> erhältlich. Eine Beschreibung des Programms findet sich in MAGISTRALE ET AL. (2000) oder unter <ftp://moho.sdsu.edu/pub/Version2/>. Für alle Registrierstandorte wurden mit SCEC virtuelle Tiefenprofile berechnet. Anschließend erfolgte die Festlegung geologischer Klassen anhand der Scherwellengeschwindigkeitsprofile der betrachteten Standorte. Tabelle 5.3

zeigt die gewählte Einteilung, bei denen mit “R” gekennzeichneten Standorten steht ab einer Tiefe von etwa 30 m Fels an. In Kombination mit der Bodenklasse A (Tabelle 5.2) handelt es sich um einen reinen Felsstandort.

Tabelle 5.2: Baugrundklassen für die Auswertung der Strong Motion Registrierungen in diesem Kapitel

BK	stratigraphische Beschreibung	$v_{s,30}$	ρ_d
A	unverwittertes Festgestein mit hoher Festigkeit	> 800	$\approx 2,3$
B	mäßig verwitterte Festgesteine, Gesteine mit geringer Festigkeit; sehr dichte, rollige Böden; bindige Böden sehr steifer Konsistenz	$360 - 800$	$\approx 2,0$
C	stark bis völlig verwitterte Festgesteine; dichte oder mitteldichte rollige Böden; bindige Böden steifer Konsistenz	$150 - 360$	$\approx 1,7$

BK = Baugrundklasse (bis ca. 30 m unter Geländeoberkante)

$v_{s,30}$ = mittlere Scherwellengeschwindigkeit der oberen 30 m in m/s

ρ_d = Lagerungsdichte in g/cm^3

Tabelle 5.3: Geologische Klassen (ab ca. 30 m Teufe) für die Auswertung der Strong Motion Registrierungen in diesem Kapitel

Geologische Klasse	Sedimenttiefe	mittlere Sedimenttiefe
R ($v_s \geq 800 m/s$)	ca. 30 m	30 m
S125	100 m - 150 m	125 m
S300	200 m - 400 m	300 m
S575	450 m - 700 m	575 m

Bei 3 Baugrundklassen und 4 geologischen Klassen ergeben sich, unter Berücksichtigung dass über Sedimentschichten kein Fels liegt, 9 Untergrund-Kombinationsmöglichkeiten. Da nicht für alle Kombinationen viele Registrierungen vorhanden sind wurden im Folgenden zum Teil auch Auswertungen mit zusammengefassten Klassen durchgeführt.

5.4 Auswertung von Antwortspektren und Interpretation der Ergebnisse

In diesem Abschnitt erfolgt die Berechnung von Median-Antwortspektren (50 % Fraktile) und der 16 % Fraktile sowie der 84 % Fraktile aus den 411 zusammengestellten Akzelerogrammen horizontaler Einzelkomponenten nach verschiedenen Auswahlkriterien. Die Fraktilen 16 % und 84 % werden üblicherweise bei Antwortspektrenauswertungen verwendet, da diese den Standardabweichungen bei einer Normalverteilung entsprechen. In diesem Fall liegen 68 % (84 - 16) aller Werte innerhalb einer Standardabweichung um den Mittelwert. Für die Auswertungen wurden eigene Fortran-Programme und das Programm SPECTR (MESKOURIS, 1999) verwendet. Zur Automatisierung wurden Computerskripte erstellt.

5.4.1 Auswertung nach Intensität und Baugrundklasse

Bei der ersten Auswertung der Antwortspektren von den zuvor zusammengestellten Zeitverläufen wurde nur nach der Intensität und der Baugrundklasse (BK) unterschieden. Eine Klasseneinteilung von Intensitäten ist nicht nötig, da nur ganzzahlige Intensitäten vergeben wurden. Mit den Intensitäten 6 - 9 und den drei Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2) ergeben sich $4 \times 3 = 12$ Kombinationsmöglichkeiten für die Berechnung der Antwortspektren. In den Abbildungen 5.3 bis 5.6 sind die Medianspektren nach Intensitäten geordnet im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Im Anhang D sind diese Abbildungen in groß und zusätzlich mit Angabe der Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile) enthalten (siehe Abbildung D.1 - D.4). Es ist zu beachten, dass die Datenmenge für die Auswertung der Intensität 8 und insbesondere der Intensität 9 gering ist. Für Fels-Registrierungen sind ebenfalls nur wenige Horizontalkomponenten vorhanden. Eine Übersicht der jeweiligen Anzahl von Komponenten in einer Klasse gibt Tabelle 5.4 an.

Tabelle 5.4: Anzahl ausgewerteter Komponenten je Intensitäts- und Baugrundklasse

	I = 6	I = 7	I = 8	I = 9
A (Fels)	14	10	10	4
B (feste Sedimente)	64	59	26	8
C (Lockersedimente)	118	70	20	8

Betrachtet man die Abbildungen 5.3 und 5.4 so ist kein eindeutiger Unterschied zwischen den Medianspektren für die einzelnen Bodenklassen zu erkennen. Für $I = 6$ sind die Kurven für BK (B) und (C) nahezu identisch. Bei der Auswertung für $I = 7$ hebt sich die Kurve für

BK (C) von denen für Fels und BK (B) ab. Für die Auswertung der Intensität 8 (Abbildung 5.5) ist der Datensatz deutlich geringer und damit weniger aussagekräftig. Hier ist ebenfalls keine klare Unterscheidung zwischen den einzelnen Bodenklassen erkennbar.

Eine andere Methode den Einfluss verschiedener Bodenklassen zu veranschaulichen ist die Darstellung der Energieantwortspektren (zur Berechnung siehe z. B. MESKOURIS 1999). In Abbildung 5.7 sind diese wiederum für die jeweiligen Intensitäten und die drei Bodenklassen dargestellt. Hier zeigt sich ein ähnliches Bild wie schon bei der Darstellung der Beschleunigungs-Antwortspektren. Infolge der quadrierten Amplituden sind bei den Energieantwortspektren die Unterschiede im spektralen Verlauf etwas deutlicher als bei den Antwortspektren. Um eine eventuelle Unterscheidung zwischen Fels und Sediment besser erkennen zu können, ist in den Abbildungen 5.8 und 5.9 nur zwischen Fels- und Sedimentstandorten unterschieden. D. h., die Spektren für BK (B) und (C) aus Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 werden zur Berechnung des Medians zusammengefasst.

In Abbildung 5.8 liegt der Sediment-Median bis 4,5 Hz etwas über dem Fels-Median, ab 6,5 Hz sogar leicht darunter. In Abbildung 5.9 sind die beiden Mediane für Fels und Sediment sehr ähnlich. Insgesamt kann kein klarer Unterschied zwischen Sediment- und Felsstandorten festgestellt werden. Dabei ist allerdings zu beachten, dass die Anzahl von Registrierungen auf Fels gering ist. Die Auswertung in LEYDECKER 2005 mit europäischen Registrierungen (vgl. Abbildung 3.2) zeigt allerdings eine deutliche Abhebung der Spektren für Sedimentstandorte im Gegensatz zu Felsstandorten für die Intensitätsklassen 6 - 7 und 7 - 8. Diese Beobachtung konnte mit dem hier verwendeten Datensatz nicht bestätigt werden.

Die Intensität ist ein integraler Schadensparameter. Man könnte fragen, warum sich die intensitätsabhängigen Antwortspektren für verschiedene Untergrundklassen unterscheiden. Diese Frage basiert auf der Annahme, dass gleiche Intensitäten - im Sinne gleicher Schädigungsstufen von Gebäuden - mit ähnlich hohen Spektralbeschleunigungen zusammenhängen. Ein Grund dafür ist, dass die Bauwerksschädigung nicht nur von der Spektralbeschleunigung abhängt - schon gar nicht über einen breiten Frequenzbereich - sondern etwa auch von der Starkbewegungsdauer oder von Nahfeldeffekten. Auswertungen zur Starkbewegungsdauer werden in Kapitel 6 durchgeführt. Nahfeldeffekte, die bei fortschreitendem Bruchmechanismus und infolge von Überlagerungen von Erdbebenwellen entstehen, sind allerdings bislang kaum zu quantifizieren und deren schädigender Einfluss auf Bauwerke ist - wie bereits in Abschnitt 4.7 erläutert - in Antwortspektren nicht zu erfassen.

Ein weiterer Grund für die unterschiedlichen Antwortspektren ist, dass die makroseismische Intensität keine kontinuierliche Kenngröße ist sondern diskrete Werte (hier nur ganzzahlige Intensitäten) abbildet. Die Unterschiede der Median-Spektralbeschleunigungen in den Abbildungen 5.3 bis 5.5 liegen bei gleicher Intensität noch innerhalb der Standardabweichung für alle Baugrundklassen (siehe Abbildung D.1 bis D.3 im Anhang). Bei den Auswertungen sind die Mittelwerte der Magnitude und der Entfernung für die verschiede-

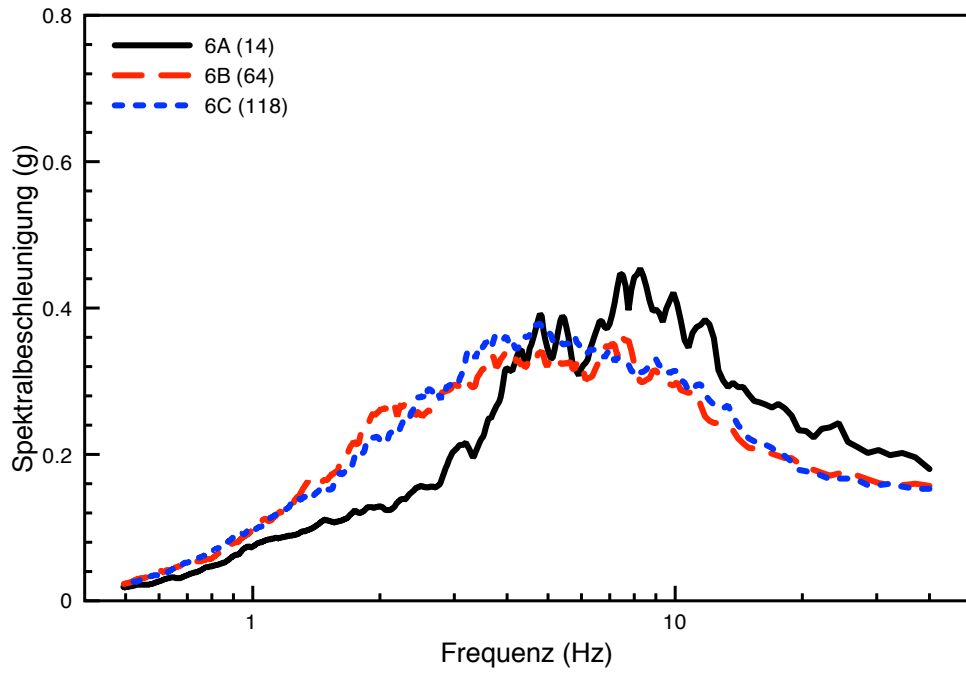


Abbildung 5.3: Antwortspektren für die Intensität 6 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2), dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an. Anhang D enthält diese Abbildungen in groß und mit Angabe der Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile)

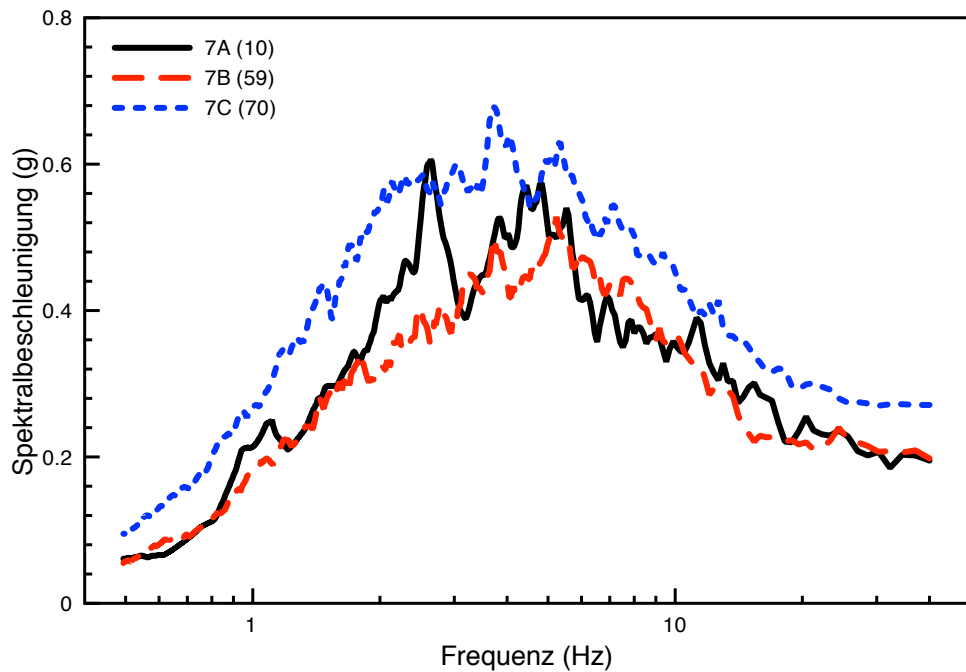


Abbildung 5.4: Antwortspektren für die Intensität 7 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2), dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an. Anhang D enthält diese Abbildungen in groß und mit Angabe der Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile)

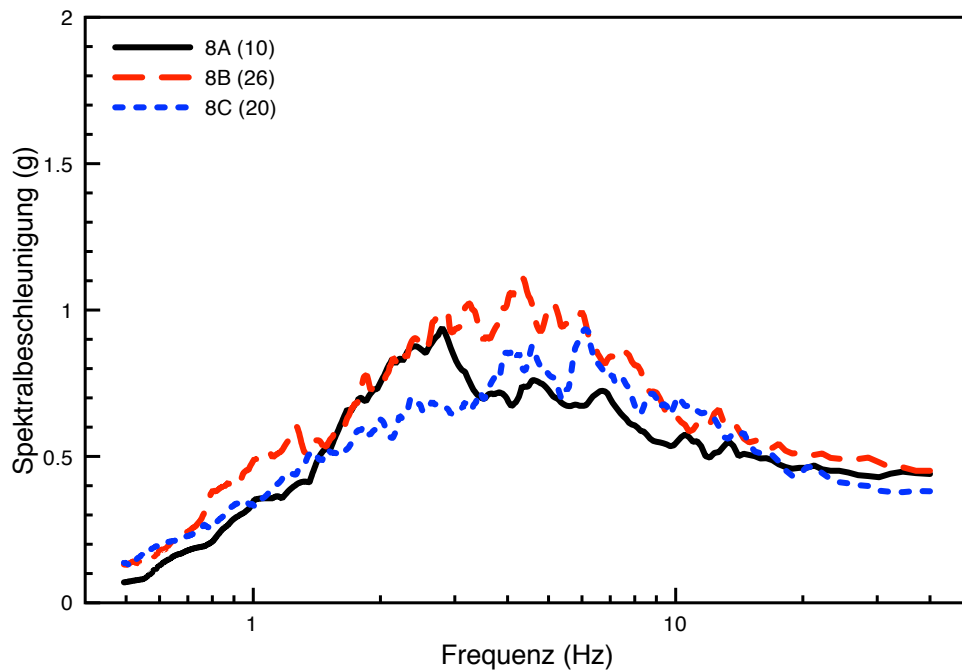


Abbildung 5.5: Antwortspektren für die Intensität 8 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2), dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an. Anhang D enthält diese Abbildungen in groß und mit Angabe der Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile)

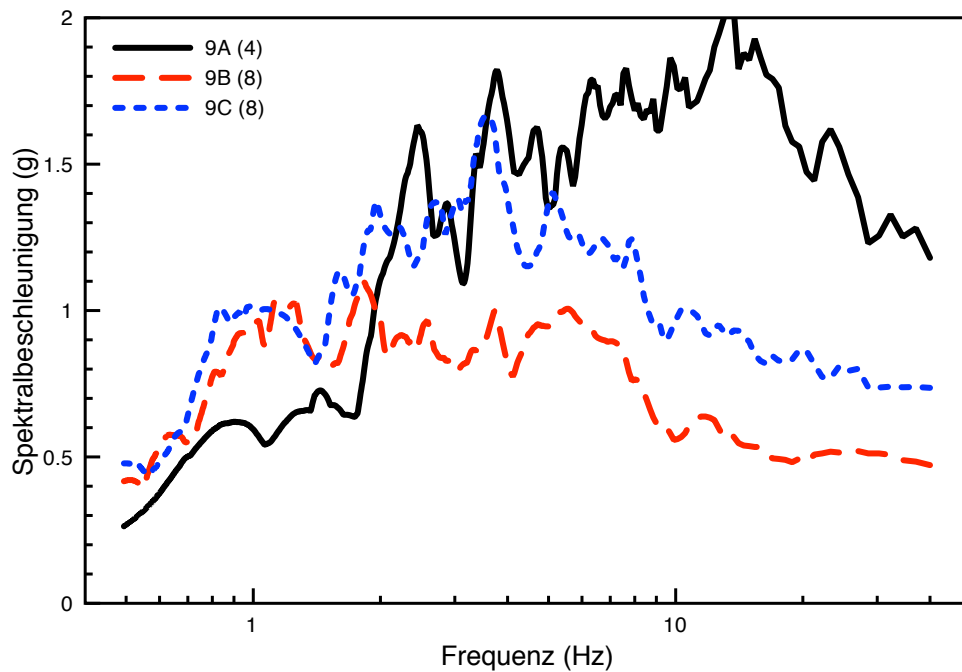


Abbildung 5.6: Antwortspektren für die Intensität 9 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2), dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an. Anhang D enthält diese Abbildungen in groß und mit Angabe der Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile)

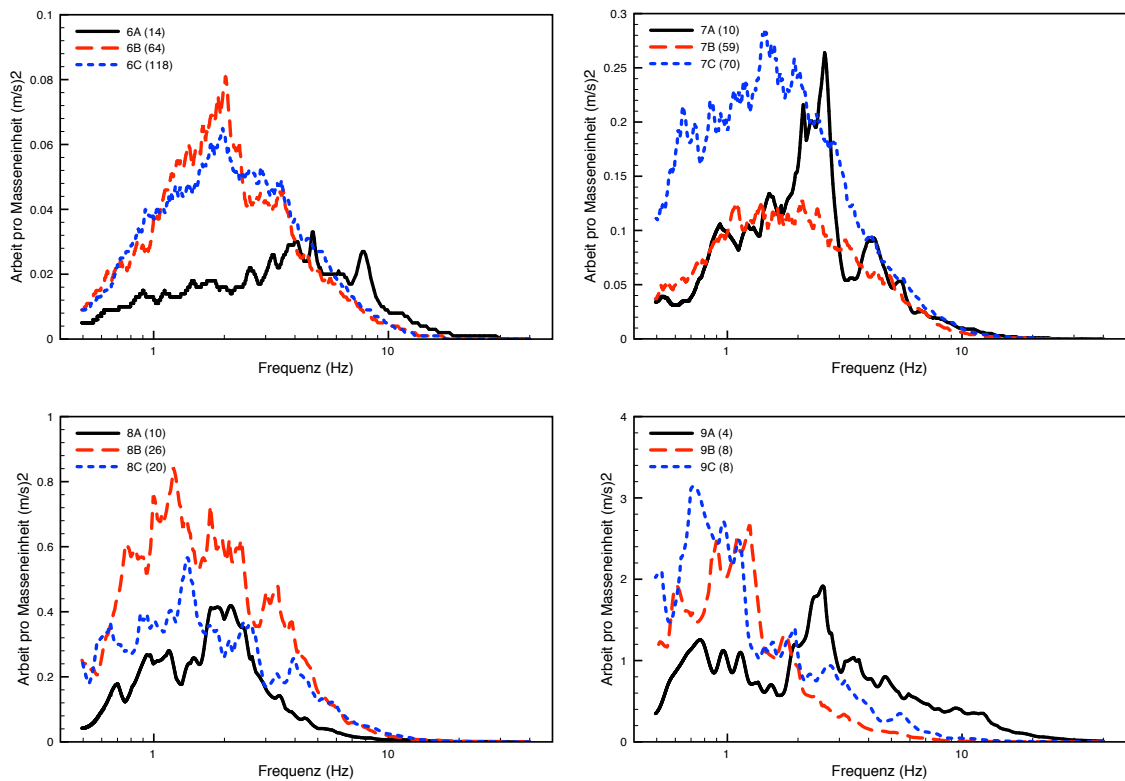


Abbildung 5.7: Energieantwortspektren in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (siehe Tabelle 5.2), dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). (Man beachte die unterschiedliche Skalierung der y-Achse). Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

nen Baugrundklassen etwa gleich groß, eine Verzerrung der Ergebnisse verursacht durch eine inhomogene Verteilung dieser beiden Parameter ist daher auszuschließen. Die Beeinflussung der Spektralwerte durch die Magnitude und die Entfernung zur Bruchfläche bei gleicher Intensität wird später noch exemplarisch gezeigt (Abschnitt 5.4.4). Die Berechnung der Mediane der Antwortspektren unabhängig vom Untergrund zeigt Abbildung 5.10 (siehe auch Abbildung D.5 im Anhang).

5.4.2 Auswertung nach Intensität und tieferem Untergrund

Nachdem zuvor die Bedeutung des Baugrundes untersucht wurde, wird in diesem Abschnitt der Einfluss des tieferen Untergrundes auf das Antwortspektrum betrachtet. Dazu wurden in Abschnitt 5.3.2 geologische Untergrundklassen (> 30 m Tiefe) eingeführt und jedem Registrierstandort eine geologische Klasse (GK) zugeordnet. Hintergrund der Untersuchung ist die DIN 4149 (2005), in der erstmalig geologische Untergrundklassen zu berücksichtigen sind. Diese sind auch in das nationale Anwendungsdokument für den EC 8 eingegan-

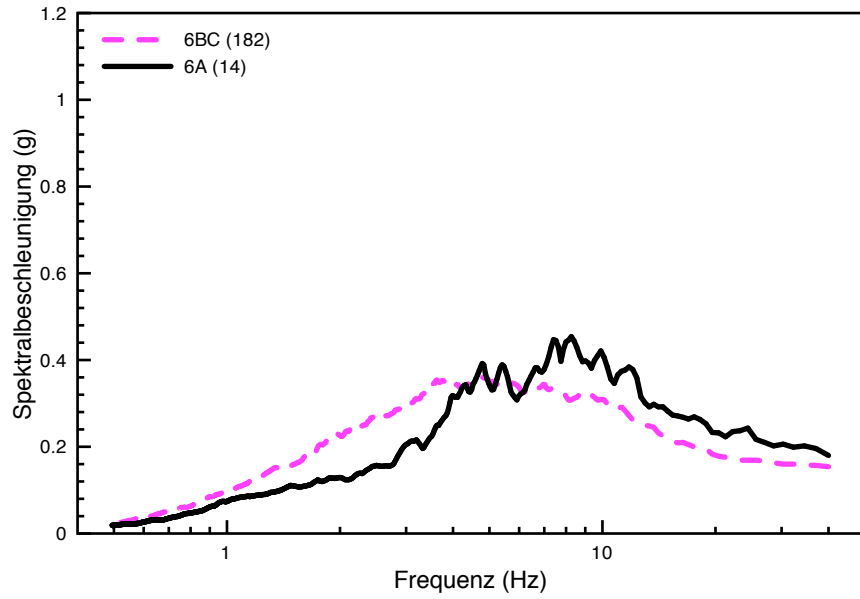


Abbildung 5.8: Antwortspektren für die Intensität 6 und bei Unterscheidung zwischen Fels (BK (A)) und Sediment (BK (B) und (C)). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Die mittlere Entfernung R_{rup} für beide Mediane ist etwa gleich: $R_{rup} \approx 30$ km. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

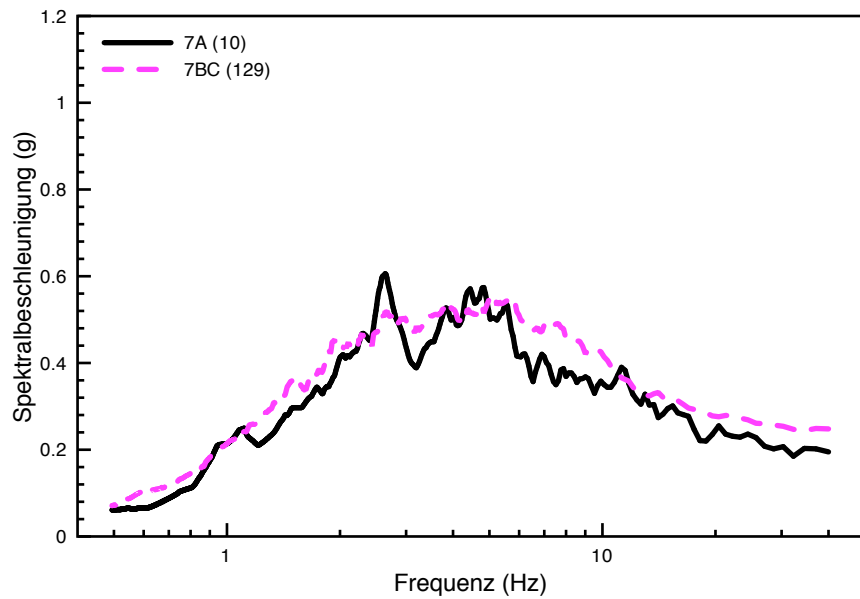


Abbildung 5.9: Antwortspektren für die Intensität 7 und bei Unterscheidung zwischen Fels (BK (A)) und Sediment (BK (B) und (C)). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Die mittlere Entfernung R_{rup} für beide Mediane ist etwa gleich: $R_{rup} \approx 20$ km. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

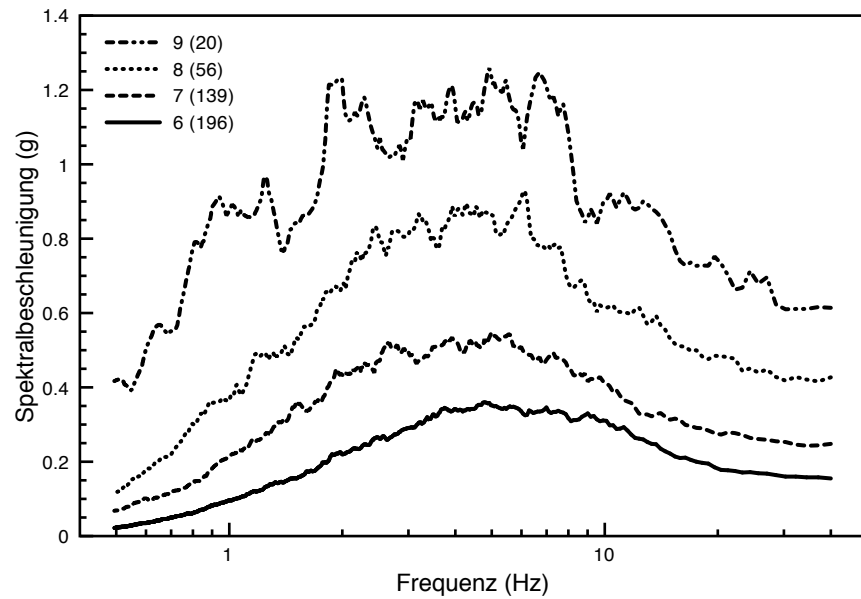


Abbildung 5.10: Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität, untergrundunabhängig (Mischklasse A,B,C), dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an. Anhang D enthält diese Abbildung in groß und mit Angabe der Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile)

gen. Andere internationale Normen verwenden keine geologischen Untergrundklassen. Zur Ermittlung der Formen der Antwortspektren in DIN 4149 wurden für die verschiedenen Untergrundkombinationen (Baugrund, geologischer Untergrund) im Vorfeld bodendynamische Berechnungen durchgeführt. Dazu wurden zwei unterschiedliche Frequenzbereich-Verfahren eingesetzt: erstens ein 1D Modell mit Ansatz einer horizontal polarisierten Scherwelle als Eingangslast an der Felsbasis und zweitens Simulationen eines Herd- und Übertragungsprozesses nach sogenannter 'Random Vibration Theory'. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in BRÜSTLE & SCHWARZ (2002) veröffentlicht. Als Begründung für die Berücksichtigung des tieferen Untergrundes werden zwei Argumente aufgeführt: Erstens könnten durch Resonanz in den tieferen Sedimenten (bei Frequenzen kleiner etwa 2 Hz) höhere Spektralbeschleunigungen an der Erdoberfläche erzeugt werden. Zweitens könnte die Bodendämpfung in tieferen Sedimenten zu einer signifikanten Abminderung der Spektralbeschleunigungen führen, insbesondere bei hohen Frequenzen. Diese Einflüsse wurden bei den hier ausgewerteten Antwortspektren getestet, zu Vergleichszwecken wurden auch eigene bodendynamische Berechnungen durchgeführt (Abschnitt 5.4.3). Die Spektrenauswertungen zum tieferen Untergrund beschränken sich auf die Intensitäten 6 und 7, da nur in diesen Klassen eine größere Anzahl von Registrierungen je Gruppe vorhanden ist.

In einem ersten Schritt wird nur zwischen flachen und tiefen Sedimenten unterschieden.

Die Klasse der flachen Sedimente beinhaltet Standorte an denen die Felsbasis in weniger als 30 m Tiefe liegt. Die Klasse der tiefen Sedimente umfasst hier alle Standorte an denen die Felsbasis mindestens 100 m tief liegt. (siehe Tabelle 5.3). Die entsprechenden Auswertungen zeigt Abbildung 5.11. Vergleichsweise ist auch der Median für Fels eingezeichnet. Zusätzlich wird die mittlere Entfernung R_{rup} für jeden Median angegeben, um auszuschließen, dass ein bezüglich der Entfernung schiefer Datensatz zu einer Fehlinterpretation bei der Bewertung des Einflusses der Sedimenttiefe führt. Für die verschiedenen Sedimenttiefen ist R_{rup} nahezu gleich. Die mittlere Magnitude M_W je Sediment-Median ist ebenfalls angegeben. Wie Abbildung 5.11 zeigt, ergeben sich auch hier - wie schon bei der Auswertung nur nach der Bodenklasse - kaum Unterschiede zwischen den Medianspektren. Während für die Intensität 6 der Median für tiefe Sedimente im mittleren Frequenzbereich leicht über dem für flache Sedimente liegt, ergibt sich ein umgekehrtes Bild für die Intensität 7. Wie schon die Auswertung zu Intensität und Bodenklasse vermuten ließ, lässt sich kein Unterschied der Antwortspektren mit Bezug zur Sedimenttiefe erkennen.

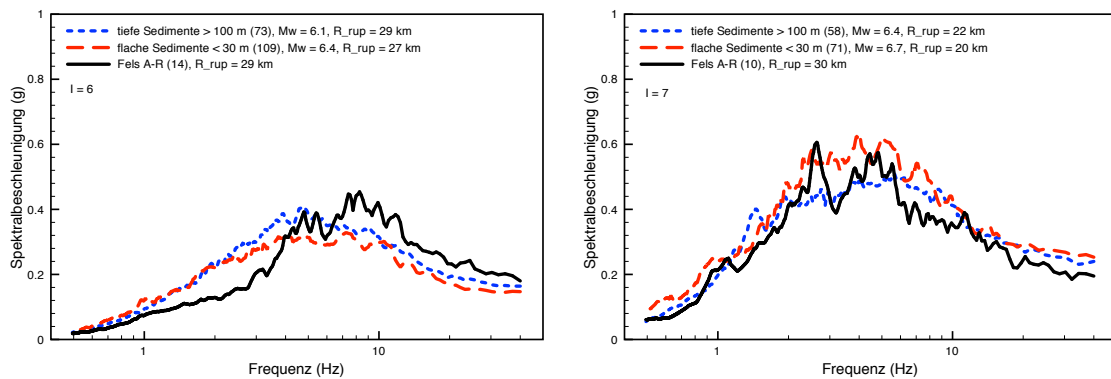


Abbildung 5.11: Vergleich von empirischen Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität I bei Unterscheidung zwischen flachen und tiefen Sedimenten (links: $I = 6$, rechts: $I = 7$). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Zusätzlich ist jeweils die mittlere Magnitude M_W und die mittlere Entfernung R_{rup} angegeben. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

In der folgenden Auswertung wird zusätzlich auch nach der Baugrundklasse (obere 30 m) unterschieden. Das Ergebnis ist in Abbildung 5.12 dargestellt. Der Vergleich von verfestigten Sedimenten (BK: B) und Lockersedimenten (BK: C) für verschiedene Sedimentmächtigkeiten lässt keinen Einfluss der oberen 30 m Boden auf die Amplituden im Fokus der Sedimenttiefe erkennen. Es zeigt sich im Vergleich weder eine Abminderung der Spektralwerte bei mächtigen Lockersedimentschichten im hochfrequenten Bereich, noch eine Erhöhung der Amplituden für tiefe Sedimente unterhalb von 2 Hz, wie bereits in Abbildung 5.11 zu erkennen ist. Einschränkend bei dieser Betrachtung ist allerdings, dass eine intensitätsbezogene Auswertung - durch den Bezug auf Bauwerksschädigungen - möglicherweise

nicht besonders geeignet zur Beurteilung sehr hochfrequenter oder sehr niedrigfrequenter Spektralamplituden ist. Bei der magnituden- und entfernungsbezogenen empirischen Auswertung von SABETTA & PUGLIESE (1996) wurden zum Beispiel Unterschiede bezüglich der Sedimenttiefe festgestellt.

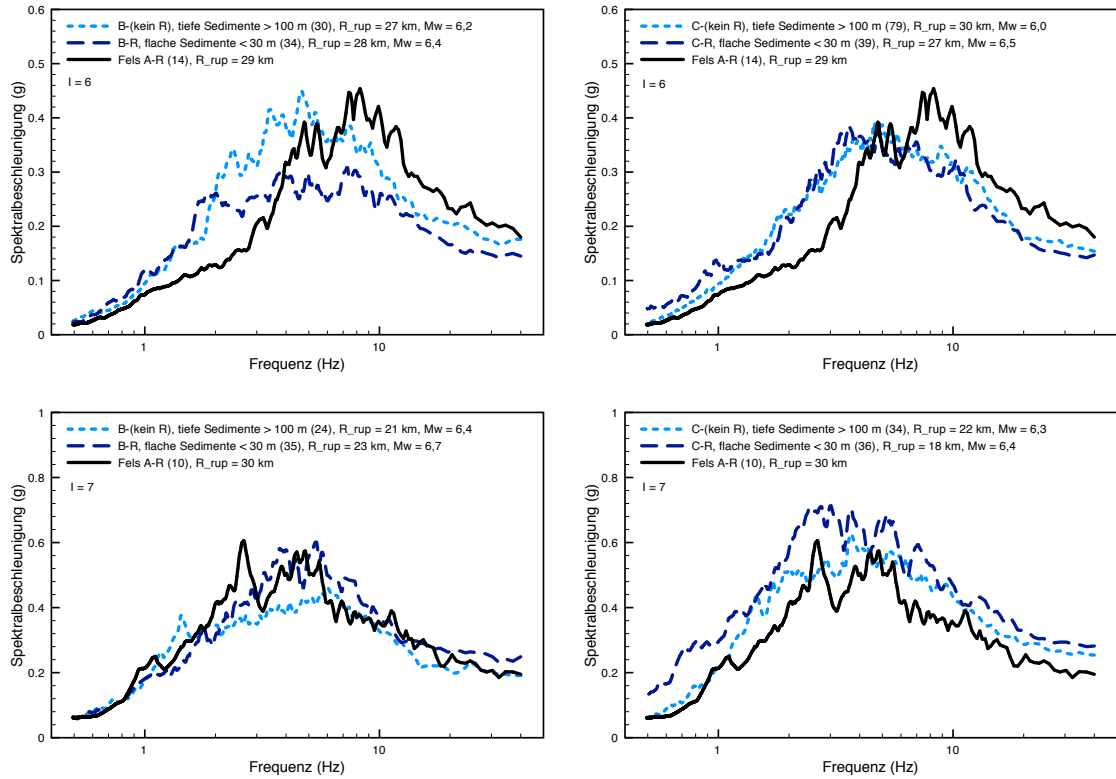


Abbildung 5.12: Vergleich von empirischen Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität I und der Baugrundklasse bei Unterscheidung zwischen flachen und tiefen Sedimenten. Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile). Zusätzlich ist jeweils die mittlere Magnitude M_W und die mittlere Entfernung R_{rup} angegeben. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

5.4.3 1D-Konvolutionsrechnungen zur Sedimenttiefe

Ergänzend zu den empirischen Auswertungen wurden für die verschiedenen Untergrundkombinationen exemplarisch bodendynamische Berechnungen an eindimensionalen Schichtenmodellen durchgeführt. Dazu wurde an einer Felsbasis (Halbraum) ein Beschleunigungszeitverlauf angesetzt und die Beschleunigungen vom Fels an die Geländeoberfläche (Freifeld) "hochgerechnet". Bei den Berechnungen wurde von einem ebenen, horizontal geschichteten Untergrund ausgegangen, der von einer senkrecht von unten einlaufenden ebenen Scherwelle getroffen wird. Für die Berechnungen wurde das Programm EERA von BAR-

DET ET AL. (2001) verwendet. Mit dem Programm EERA können linear-äquivalente Berechnungen im Frequenzbereich durchgeführt werden. Für elastische Materialeigenschaften liefert die Frequenzbereichs-Methode die exakte analytische Lösung. Ein weiterer Vorteil ist, dass als Eingangsparameter nur die Wichte, die Scherwellengeschwindigkeit und das Dämpfungsverhalten (γ/G) der jeweiligen Bodenschicht bekannt sein muss. Diese Parameter sind aus ingenieurtechnischer Sicht gut bestimmbar. Eine Beschreibung zur Theorie und Funktion des Programms findet sich in BARDET ET AL. (2001). Die verwendeten Bodenprofile mit ihren dynamischen Parametern sind kompatibel zu den Untergrundklassen in DIN 4149 bzw. DIN EN 1998-1 und den hier definierten Bodenklassen (Tabelle 5.2). Alle Eingabeparameter sind in Anhang E zusammengestellt (Tabelle E.1 bzw. Tabelle E.2). Die Scherwellen-Geschwindigkeitsprofile sind in Abbildung E.1 bzw. Abbildung E.2 auch graphisch dargestellt. Für die Verwendung eines Beschleunigungszeitverlaufs als seismische Eingangslast an der Felsbasis des Modells wurde ein synthetischer Zeitverlauf mit dem Programm OPTOSIM (GÖBEL & PFEIFFER, 2002) generiert. Die Dauer des Zeitverlaufs wurde zu 10 s gewählt. Der Zeitverlauf ist kompatibel zur Form des DIN Antwortspektrums für Fels (Kombination A-R in DIN 4149) und wurde für eine maximale Bodenbeschleunigung (PGA) von 0,1 g generiert (Einhängewert a_g in DIN 4149). Abbildung 5.13 links zeigt den generierten Zeitverlauf und Abbildung 5.13 rechts den Vergleich mit dem Zielspektrum aus der Norm. Bei einer maximalen Bodenbeschleunigung von 0,1 g ist bei den hier untersuchten Bodenarten kein nichtlineares Verhalten des Bodens zu erwarten. Daher kann mit einer konstanten Dämpfung (Anfangsdämpfung bei kleinen Scherdehnungen) gerechnet werden. Gemäß SILVA ET AL. (1988) tritt nichtlineares Verhalten des Bodens in der Regel erst ab 0,3 g auf bzw. bei Dehnungen um 0,01%. Der maximale Wert für a_g in Erdbebenzone 3 beträgt 0,08 g. Einen guten Vergleich verschiedener Methoden nichtlinearer bodendynamischer Analysen gibt STEWART ET AL. (2008).

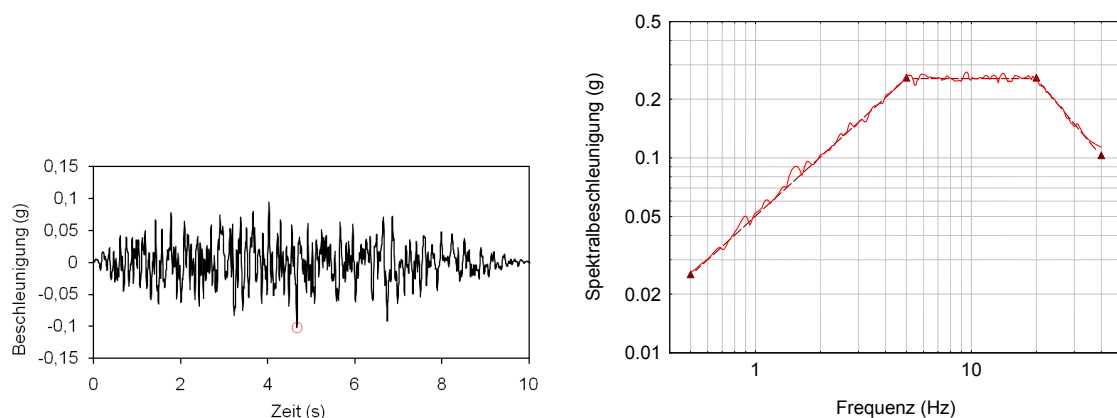


Abbildung 5.13: Synthetischer Zeitverlauf und Zielspektrum für Fels nach DIN 4149 (Dämpfung 5 %, Gesamtdauer 10 s, PGA = 0,1 g)

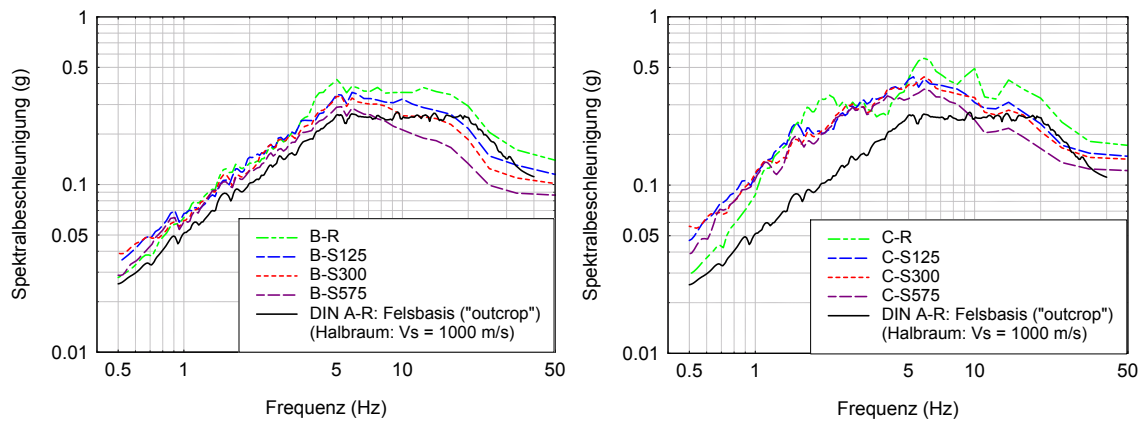


Abbildung 5.14: Freifeldantwortspektren (5 % Dämpfung) als Ergebnisse der 1D-Konvolutionsrechnungen für Untergrundkombinationen nach DIN 4149. Links: Baugrundklasse B, Rechts: Baugrundklasse C.

Die berechneten Freifeldspektren an der Geländeoberkante sind in Abbildung 5.14 dargestellt. Das linke Bild zeigt die Freifeldspektren für Bodenklasse B und die verschiedenen Sedimenttiefen und das rechte Bild die entsprechenden Spektren für die Kombinationen mit Bodenklasse C. Die Abbildungen enthalten zusätzlich auch das Felsspektrum. Für einen direkten Vergleich der Unterschiede der Antwortspektren für die Bodenklassen B und C sind in Abbildung 5.15 die Kombinationen B-S125 und C-S125 gegenübergestellt. Auf Variationsrechnungen um Streubreiten bodendynamischer Parameter darzustellen wurde verzichtet, da die hier durchgeführten Berechnungen nur zur Plausibilisierung dienen.

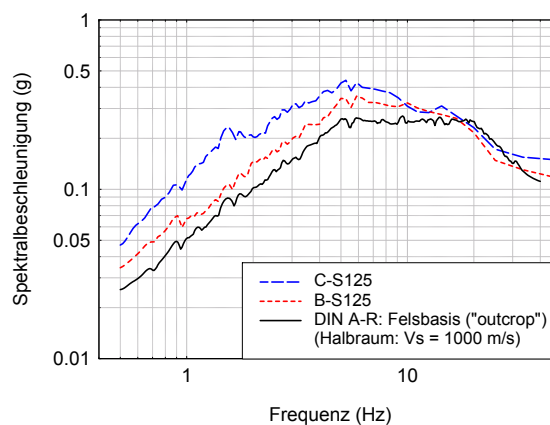


Abbildung 5.15: Vergleich der Kombinationen B-S125 und C-S125 aus Abbildung 5.14

Die Ergebnisse der bodendynamischen Berechnungen zeigen, dass die Sedimentspektren erwartungsgemäß generell oberhalb des Felsspektrums liegen. Dies zeigt sich auch in empiri-

schen Auswertungen von Strong Motion Abnahmebeziehungen auf Basis von Magnituden. Bei der empirischen Auswertung auf Basis der Intensitäten ließen sich die Unterschiede zwischen den Bodenklassen nicht herausstellen. Die Ergebnisse der Berechnungen in Abbildung 5.15 für typische Untergrundprofile der Klassen B und C ergaben, dass sich die Ordinaten für Lockersedimente (BK C) z. T. deutlich von denen für verfestigte Sedimente (BK B) abheben. Man erkennt, dass bei höheren Frequenzen ab ca. 10 Hz die Amplituden mit zunehmender Sedimentmächtigkeit im Modell deutlich stärker abnehmen. Dabei ist allerdings folgendes zu beachten. In der Regel wird bei linear-äquivalenten Berechnungen - wie auch hier im Programm EERA - eine frequenzunabhängige Dämpfung angesetzt. Dies kann dazu führen, dass die Amplitudenabnahme bei hohen Frequenzen überschätzt wird. Hinweise und Erklärungen dazu finden sich z. B. in MIURA ET AL. (2000), FURUMOTO ET AL. (2000) und JOYNER (1999). Um eine Unterschätzung der hochfrequenten Amplituden zu vermeiden, schlagen die zuvor genannten Autoren eine frequenzabhängige Dämpfung vor. Die linear-äquivalente Methode mit frequenzunabhängiger Dämpfung ist demnach nicht geeignet, um den Einfluss der Dämpfung bei hohen Frequenzen in mächtigen Sedimenten genau zu beschreiben. Für die meisten Bauten sind Frequenzen über 10 Hz nicht von ingenieurtechnischem Interesse, da der linear-äquivalente Ansatz mit konstanter Dämpfung in der Regel hinreichend genau ist.

5.4.4 Einfluss von Magnitude und Entfernung bei gleicher Intensität

Der vorherige Abschnitt zeigt rein intensitäts- und untergrundbasierte Auswertungen. Im Folgenden wurden zusätzlich auch die Magnitude und die Entfernung untersucht. Alle Entfernungsangaben beziehen sich auf die kürzeste Entfernung zur Bruchfläche. Zunächst wurden jeweils für Standorte der Intensität 6 und 7 zwei unterschiedliche Magnitudenbereiche betrachtet unabhängig von der Untergrundklasse und für Entfernungen bis ca. 50 km. Es wurde verglichen, jeweils für die Intensität 6 (Abbildung 5.16, links) und die Intensität 7 (Abbildung 5.16, rechts), der Median der Antwortspektren von Registrierungen der Beben Northridge, Landers, Cape Mendocino und Loma Prieta mit Magnituden $M_W = 6,7 - 7,2$ mit dem Median aus einer Auswertung der Beben Whittier Narrows, Superstition Hills (B) und North Palm Springs mit $M_W = 5,9 - 6,5$. Für Frequenzen bis zu 6 Hz bzw. 8 Hz liegt in beiden Graphiken der Median der Auswertung für die Gruppe der stärkeren Erdbeben überwiegend leicht oberhalb des Medians der Auswertung der Erdbeben mit kleineren Magnituden. Generell erzeugen größere Erdbeben wegen der längeren Bruchzone zusätzlich auch tiefere Frequenzen. Bei höheren Frequenzen - ab 6 Hz bzw. 8 Hz - ergeben sich für die Gruppe $M_W = 5,9 - 6,5$ größere Beschleunigungsordinaten. Dies ist im Wesentlichen auf die unterschiedlichen Entfernungen im betrachteten Datensatz zurückzuführen. Wie bereits in Abschnitt 4.6 erläutert, werden höherfrequente Wellen über gleichen Laufweg stärker gedämpft. Durch die Vorgabe einer einheitlichen Intensität am Standort haben die

Registrierungen der Gruppe mit den stärkeren Erdbebenereignissen ($M_W = 6,7 - 7,2$) eine etwa 10 km größere mittlere Entfernung zur Bruchfläche der Verwerfung als die der Gruppe mit $M_W = 5,9 - 6,5$. In beiden Abbildungen ergeben sich um 3 Hz ähnlich hohe Spektralbeschleunigungen. Diese Frequenz entspricht etwa der Grundfrequenz des vorherrschenden Gebäudetyps W1 im Untersuchungsgebiet (siehe Abschnitt 5.6.2). Darauf wird später noch Bezug genommen.

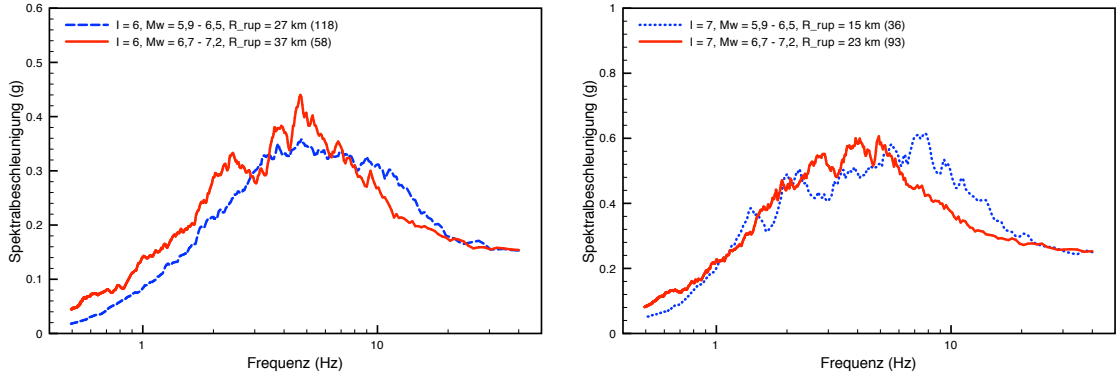


Abbildung 5.16: Vergleich der Mediane der Antwortspektren verschiedener Magnitudenbereiche bei gleicher Intensität I (links: $I = 6$, rechts: $I = 7$). Der Mittelwert der kürzesten Entfernung zur Bruchfläche (R_{rup}) ist angegeben. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

Wie die intensitätsunabhängige Auswertung für die beiden betrachteten Magnitudenbereiche aussieht zeigt Abbildung 5.17. Die mittlere Entfernung R_{rup} ist für beide Mediane gleich (24 km). Alle Registrierungen ($R_{rup} \leq 53$ km) wurden verwendet. Erwartungsgemäß erzeugen die stärkeren Erdbeben höhere Amplituden über alle Frequenzbereiche.

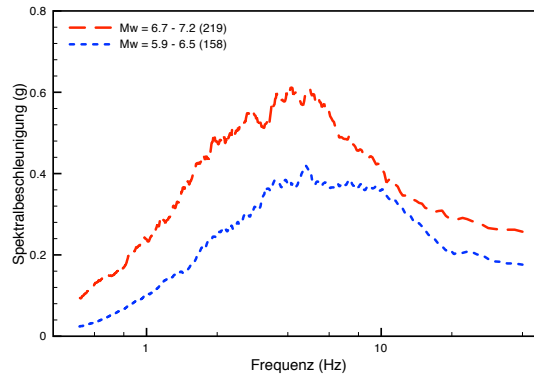


Abbildung 5.17: Vergleich der Mediane der Antwortspektren verschiedener Magnitudenbereiche. Die mittlere Entfernung zur Bruchfläche R_{rup} beträgt jeweils 24 km. Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

Die folgende Auswertung zeigt noch besser den Effekt der frequenzabhängigen Dämpfung mit der Entfernung. Dazu werden aus den Registrierungen eines Erdbebenereignisses nur diejenigen für die Standortintensität 6 bzw. 7 ausgewertet. Das Ergebnis ist in Abbildung 5.18 dargestellt. Das linke Bild zeigt zwei Mediane von Registrierungen des Whittier Narrows Bebens ($M_W = 5,9$) für lokale Standortintensitäten von 6 und zwei unterschiedliche Entfernungsbereiche. Im rechten Bild sind Registrierungen des Loma Prieta Bebens ($M_W = 6,9$) für lokale Standortintensitäten von 7 ausgewertet, ebenfalls für zwei unterschiedliche Entfernungsbereiche. Für Frequenzen größer etwa 2 Hz ergeben sich deutliche Amplitudenunterschiede. Die in diesem Abschnitt durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass für die Ermittlung eines standortspezifischen Antwortspektrums neben dem Untergrund nicht nur die Intensität alleine betrachtet werden sollte. Zusätzlich sollten auch die Magnitude und die Entfernung berücksichtigt werden. Besonders die Entfernung hat einen großen Einfluss auf die Spektralampplituden des Antwortspektrums.

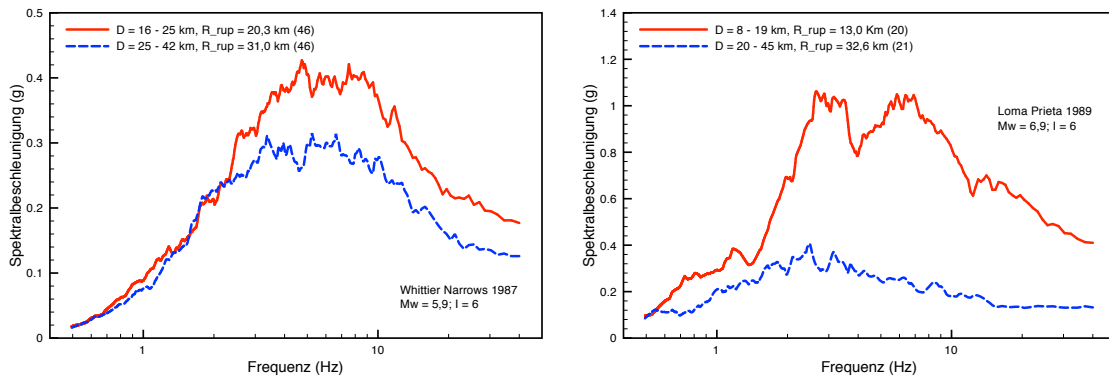


Abbildung 5.18: Vergleich der Mediane von Antwortspektren für jeweils ein Erdbebenereignis und Registrierungen in verschiedenen Entfernungen D zur Bruchfläche (mittlere Entfernung: R_{rup}) bei gleicher Standortintensität I (links: $I = 6$, rechts: $I = 7$). Die Klammerwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

5.5 Zusammenfassung der Spektrenauswertung

In diesem Kapitel wird die Auswertung der Erdbebenregistrierungen und die Zusammenstellung der Daten zur Berechnung der Antwortspektren erläutert. Den einzelnen Registrierungen wurden lokale Intensitäten zugeordnet. Beim Untergrund wurde zwischen Baugrund und geologischem Untergrund unterschieden. Die Baugrundklassen sind kompatibel zu internationalen Normen definiert. Der geologische Untergrund wurde durch die Sedimenttiefe definiert und entsprechend klassifiziert. Für die Interpretation der Ergebnisse wurden nur Auswertungen für die Intensitäten 6 und 7 betrachtet, da für höhere Intensitäten (insbesondere für Intensität 9) zu wenig Registrierungen in einer Klasse enthalten sind.

Bei der Bewertung der berechneten Median-Antwortspektren wurden im ersten Schritt nur Intensität und Bodenklasse betrachtet (Abschnitt 5.4.1). Im Bild der Auswertung für Intensität 6 mit Darstellung der Standardabweichungen (siehe Abbildung D.1 im Anhang) fällt auf, dass für Fels unterhalb von 4 Hz der Unterschied zwischen Median und 16 % Fraktile deutlich kleiner ist als der zwischen Median und 84 % Fraktile. Da der Auswertung für Fels nur 14 Komponenten zugrunde liegen ist anzunehmen, dass der verwendete Datensatz nicht repräsentativ in diesem Frequenzbereich ist. Beim Vergleich der beiden Sedimentklassen ergibt sich bei $I = 6$ und $I = 7$ ein unterschiedliches Bild. Während die Mediane für verfestigte Sedimente (B) und Lockersedimente (C) bei Intensität 6 praktisch identisch sind, liegt bei Intensität 7 der Median von C etwas über dem für B. In der Literatur wird bei Strong Motion Auswertungen auf Magnitudenbasis oft nur zwischen Sediment und Fels unterschieden. Bei magnitudenbezogenen Auswertungen sind allgemein auf Lockersedimenten höhere Beschleunigungen zu erwarten. Dies hat sich bei der hier durchgeführten intensitätsbasierten Auswertung nicht gezeigt. Schwierig ist und bleibt bei solchen Auswertungen allerdings eine ausreichend große Anzahl echter Fels-Registrierungen zusammenzustellen. Der relativ geringe Datensatz an Fels-Registrierungen erlaubt oft nur eine eingeschränkte Interpretation der Ergebnisse. An vielen Registrierstandorten ist der Untergrund auch nicht genau bekannt. Die Messung von Scherwellengeschwindigkeiten an Registrierstationen wird erst seit einigen Jahren intensiviert und die Datenbanken werden entsprechend ergänzt. Daher ist eine Differenzierung zwischen lockeren und verfestigten Sedimenten oft schwierig. Bei Felsstandorten spielt es auch eine Rolle, ob es sich um bergfrischen oder verwitterten Fels handelt. Die Art und Weise der Aufstellung des Instrumentes und seine Ankopplung an den Untergrund hat ebenfalls einen gewissen Einfluss auf die registrierten Bebensignale; allerdings kann dieser durch empirische Strong Motion Auswertungen nicht quantifiziert werden.

In Abschnitt 5.4.2 wurde der Einfluss der Sedimenttiefe untersucht und die Antwortspektren nach geologischen Klassen ausgewertet. Im ersten Auswertungsschritt wurde nur die Sedimenttiefe betrachtet, und die Bodenklassen B und C wurden zusammengefasst (Abbildung 5.11). Die Gruppe mit flachen Sedimenten beinhaltet alle Standorte, bei denen die Felsbasis < 30 m unter Geländeoberkante liegt und die Gruppe der tiefen Sedimente alle Standorte mit Felsbasis in mehr als 100 m Teufe. Während für Intensität 6 das Medianpektrum für tiefe Sedimente im Plateaubereich leicht über dem für flache Sedimente liegt, ergibt sich bei der Auswertung für Intensität 7 ein umgekehrtes Bild. Im zweiten Auswertungsschritt wurde die Auswertung der Spektren zusätzlich nach der Baugrundklasse aufgeschlüsselt (Abbildung 5.12). Auch bei der genaueren Differenzierung nach dem Untergrund ist kein signifikanter Einfluss der Sedimenttiefe zu erkennen. Auf die Darstellung der Auswertungen für die einzelnen geologischen Untergrundklassen wurde daher verzichtet. Dass sich bei tiefen Sedimentbecken entsprechend der Grundresonanz des Untergrundes höhere Spektralampplituden im tieffrequenten Bereich ergeben, und das sich bei hohen Fre-

quenzen (nahe PGA) eine Abminderung der Amplituden durch stärkere Dämpfung bis zur Erdoberfläche ergibt, konnte mit den hier durchgeführten empirischen Auswertungen nicht bestätigt werden. Dies hat folgende Gründe:

Die Grundresonanzen tiefer Sedimentbecken liegen zum Teil deutlich unter 2 Hz. Bei diesen geringen Frequenzen werden relativ kleine Spektralbeschleunigungen erzeugt, welche deutlich unter der maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) liegen. Daher ist die absolute Amplitude verhältnismäßig klein. Eine merkliche Resonanz tritt auch nur dann ein, wenn zwischen zwei Bodenschichten ein deutlicher Impedanzsprung vorhanden ist. Bei tiefen Sedimenten ist das Bodenprofil allerdings oftmals derart, dass Dichte und Scherwellengeschwindigkeit nach unten allmählich ansteigen. An Standorten mit tiefen Sedimenten konnte im Vergleich zu flachen Sedimenten bei der empirischen Auswertung keine Abnahme der spektralen Amplituden für hohe Frequenzen festgestellt werden, die Amplituden sind ähnlich groß. Dazu ist zu sagen, dass die Antwortbeschleunigungen im Freifeld im Wesentlichen durch die oberen Bodenschichten bis 30 m Teufe beeinflusst sind. Die Dämpfungseinflüsse über den längeren Laufweg von der Felsbasis bis zur Erdoberfläche (einige bis mehrere hundert Meter) sind bei tiefen Sedimenten in der Regel nicht so stark.

Um die Interpretation der empirischen Auswertungen zu ergänzen, wurden in Abschnitt 5.4.3 exemplarisch Konvolutionsberechnungen an einem 1D-Modell mit vertikal propagierenden Scherwellen durchgeführt. Die bodendynamischen Kennwerte wurden kompatibel zu den Untergrundklassen in DIN 4149 bzw. DIN EN 1998-1 gewählt. Bei den gezeigten Beispielen ergeben sich höhere Spektralbeschleunigungen für Sedimentstandorte. Die Unterschiede zwischen den Baugrundklassen B und C sind hier erwartungsgemäß viel ausgeprägter als bei der empirischen Auswertung. Bezüglich der Sedimenttiefe ist in Abbildung 5.14 eine signifikante Unterscheidung der Amplituden ab ca. 5 Hz erkennbar. Dies liegt an der Dämpfung in den Sedimenten. Bei der empirischen Auswertung ist eine Amplitudenabnahme mit zunehmender Sedimentmächtigkeit nicht zu beobachten. Bei den bodendynamischen Berechnungen ist allerdings zu beachten, dass die Dämpfung im Modell frequenzunabhängig ist. Nach Joyner (1999) unterschätzen linear-äquivalente Berechnungen, wie sie in der Praxis häufig standardmäßig eingesetzt werden, hochfrequente Antwortbeschleunigungen. Daher wird von Joyner (1999) die Verwendung einer frequenzabhängigen Dämpfung vorgestellt und empfohlen. Linear-äquivalente bodendynamische Berechnungen eignen sich somit nicht besonders für eine quantitative Abschätzung der hochfrequenten Dämpfung in Sedimenten.

5.6 Antwortspektren und Bauwerksvulnerabilität

Bei einer intensitätsbezogenen Auswertung von Strong Motion Registrierungen stellt sich die Frage, ob Gebäudetypen die Auswertung beeinflussen können. Die Bestimmung der

Standortintensität erfolgt unter Berücksichtigung der Vulnerabilität der Bauwerke. In der EMS (1998) wird dazu nach Bauwerkstyp und Vulnerabilität klassifiziert. Normalerweise ist der Einfluss der Vulnerabilität im Zusammenhang mit einer Antwortspektren-Auswertung kaum quantifizierbar, da es viele verschiedene Bauwerkstypen gibt, und in der Regel keine genauen Informationen über den Bauwerksbestand im Auswertungsgebiet vorhanden sind. Bei den in dieser Arbeit untersuchten Erdbebengebieten in Kalifornien sind allerdings Informationen, welche Art von Gebäuden typisch sind und wie deren seismische Performance und Fragilität eingeschätzt wird, vorhanden. Dazu wird das HAZUS (Hazards United States) Projekt der US-amerikanischen Katastrophenschutzbehörde FEMA (Federal Emergency Management Agency) im Folgenden kurz vorgestellt, welches solche Informationen liefert. Es werden einige Aspekte aus HAZUS diskutiert und Fragilitätswerte in Zusammenhang mit den intensitätsbasierten Antwortspektren gebracht.

5.6.1 HAZUS Projekt

Mit HAZUS 99 wurde für Kalifornien ein Konzept zur Abschätzung des Erdbebenrisikos vorgestellt. Damit können in Verbindung von seismischer Gefährdungsanalyse, einer Infrastrukturdatenbank und Vulnerabilitätsuntersuchungen von Bauwerken Erdbeben-Schadensszenarien berechnet werden. Die Daten dieses Systems werden u. a. auch in der Versicherungsbranche verwendet. In den beiden Basisdokumenten HAZUS (2003a,b) werden die Vorgehensweise und die zugehörige Theorie ausführlich beschrieben und alle notwendigen Daten tabellarisch aufgelistet. HAZUS und die zugehörige Software werden fortlaufend ergänzt und weiterentwickelt. Vor einigen Jahren sind neben dem Erdbebenmodul auch Module für Hochwasser und Sturm hinzugekommen, sodass man heute von einer Multi-Hazard Analyse Software sprechen kann. Informationen zu HAZUS findet man auf der offiziellen Internetseite (<http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus/index.shtm>).

HAZUS enthält verschiedene bauwerksbezogene Module zur Abschätzung von Schaden und Verlust in Abhängigkeit der seismischen Einwirkung in Form von Antwortspektren und maximalen Bodenverschiebungen. Die Abschätzung der Bauwerksschäden steht bei HAZUS im Mittelpunkt. Die Ergebnisse daraus sind Eingangswerte für andere Schadensmodule mit Sekundärfolgen aus Bauwerksschäden (induzierte Schäden, Versorgungswege). Aus den berechneten Schäden erfolgt nachgeschaltet die Ermittlung von Verlusten (Personenschäden, direkte finanzielle Verluste, Anzahl der Obdachlosen, Funktionalität von Notfalleinrichtungen). Die Ermittlung der Bauwerksschäden basiert auf zwei Komponenten:

1. Kapazitätskurven
2. Fragilitätskurven

Die Kapazitätskurve (auch Pushover-Kurve genannt) beschreibt das globale nichtlineare Verhalten eines Gebäudes mit Angabe des horizontalen Tragwiderstandes als Funktion einer charakteristischen horizontalen Verschiebung. Die Pushover-Kurve zeigt die Bauwerksverschiebung (z. B. Dachauslenkung) über den Gesamt-Erdbebenschub. Der Vergleich von Pushover-Kurve und Boden-Antwortspektrum kann im AD-Diagramm erfolgen. Darin wird die Spektralverschiebung D über die Spektralbeschleunigung A aufgetragen. Dazu muss zuvor noch das Pushover Diagramm in die Kapazitätskurve umgewandelt werden, indem die Kraft über die Masse in die Spektralbeschleunigung konvertiert wird und die Verschiebung in die Spektralverschiebung. Abbildung 5.19 zeigt qualitativ die Kapazitätskurve. Für 36 verschiedene Gebäudetypen wird in HAZUS jeweils eine Kapazitätskurve angegeben und die drei in Abbildung 5.19 dargestellten charakteristischen Kapazitätspunkte festgelegt:

- Die “Design Capacity” repräsentiert den Designpunkt des Gebäudes bei normaler Auslegung nach Erdbebenbaunorm.
- Die “Yield Capacity” beschreibt den Grenzpunkt zwischen elastischem und plastischem Verhalten unter Berücksichtigung realistischer Materialparameter (Mittelwerte ohne Sicherheitsreserven).
- Die “Ultimate Capacity” schließlich ist der Verschiebungspunkt ab dem das Tragwerk keine weitere Last mehr aufzunehmen vermag und in ideal-plastische Verformung übergeht.

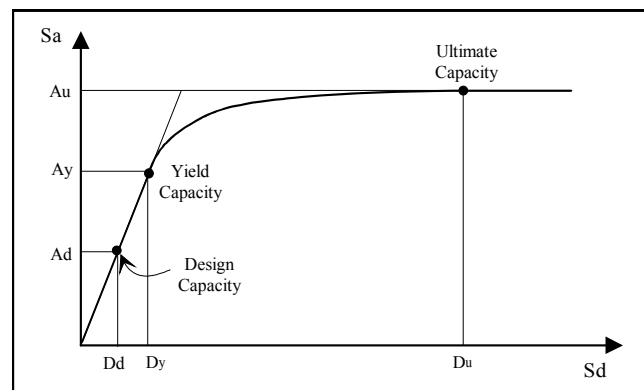


Abbildung 5.19: Kapazitätskurve eines Gebäudes und charakteristische Kapazitätspunkte (S_a = Spektralbeschleunigung, S_d = Spektralverschiebung); (Bild 5.3 aus HAZUS 2003a)

Beim Vergleich der Kapazitätskurve eines Gebäudes mit dem standortspezifischen Antwortspektrum bildet der Schnittpunkt beider Kurven im AD-Diagramm den sogenannten “Performance Point”, den Punkt maximaler Spektralverschiebung (siehe Abbildung 5.20).

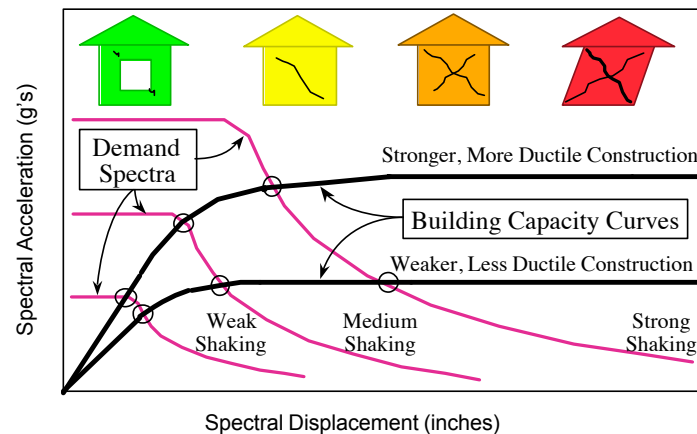


Abbildung 5.20: Beispiel AD-Diagramm, dargestellt sind drei verschiedene Erdbebeneinwirkungen (schwach, mittel, stark) und zwei Gebäude-Kapazitätskurven (schwächer und wenig duktil, stärker und duktiler); (Bild 2.4 aus HAZUS 2003c)

Nachdem die Kapazitätskurve eines Gebäudes bekannt ist, kann in Kombination mit der sogenannten Fragilitätskurve der Bezug zur Schädigung hergestellt werden und somit auch zur Intensität. Die Fragilitätskurve gibt Wahrscheinlichkeiten für diskrete Schadenstufen bezogen auf den Spektralwert der Einwirkung an. Strukturelle Gebäudeschäden werden auf die Spektralverschiebung bezogen (Drift-sensitiv) und Schäden an beschleunigungssensitiven Komponenten (z. B. Inventar, starre Rohrleitungen) auf die Spektralbeschleunigung. Es werden die vier Schadenstufen, leichter, moderater, extensiver oder totaler Schaden unterschieden und jeweils Spektralwerte für den Median und die log-normal Standardabweichung angegeben. Die Schadenstufen sind an den makroseismischen Intensitäten orientiert. Wie Fragilitätskurven für verschiedene Schadenstufen eines Gebäudes aussehen, zeigt schematisch Abbildung 5.21. Mit Kenntnis der seismischen Einwirkung (Antwortspektrum), zugehöriger Tragwerksantwort (Kapazitätskurve) und davon abhängiger Bauwerkschädigung (Fragilitätskurve) können dann die Verluste, wie bereits zuvor erläutert, abgeschätzt werden.

5.6.2 Gebäudetypen nach HAZUS Studie

Im Rahmen des HAZUS Projektes wurde eine Datenbank erstellt, in die der Bauwerksbestand von Kalifornien aufgenommen wurde. Es erfolgte zunächst eine Klassifizierung in 36 verschiedene Gebäudetypen. Die Klassifizierung erfolgte nach den Kriterien: Tragwerkstyp, Geschossanzahl und Auslegungsgrad nach Erdbebenorm. Der Norm-Auslegungsgrad ist abhängig von Erdbebenzone und Baujahr. Jedem Gebäudetyp sind typische Eigenfrequenzen zugeordnet. Mit Modellsimulationen wurden charakteristische Pushover-Kurven berechnet, die das globale Verformungsvermögen des Tragwerkes beschreiben.

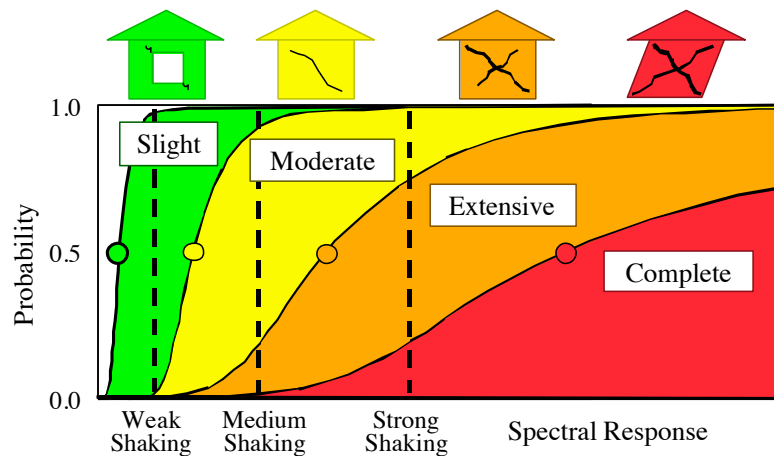


Abbildung 5.21: Beispiel für eine Fragilitätskurve, angegeben ist die Wahrscheinlichkeit eines Schadensgrades in Abhängigkeit der Spektralantwort; (Bild 2.5 aus HAZUS 2003c)

Für die hier untersuchten Erdbebenschüttergebiete (Tabelle 5.1) ergibt sich aus der Datenbank von HAZUS folgendes: Etwa 90 % der Gebäude sind eingeschossige, leichte Holzbauten vom Typ “Wood, Light Frame (W1)” mit einer Grundfläche von bis zu 5.000 sq. ft. (464,5 qm) und einer Höhe von 14 ft. (4,27 m). Hierbei handelt es sich um typische Wohngebäude in Kalifornien. Es ist zu vermuten, dass die lokalen makroseismischen Intensitäten, welche für $I > VI$ vom USGS anhand aufgetretener Gebäudeschäden vergeben werden, überwiegend an Gebäudeschäden des Typ W1 bestimmt wurden. Im Folgenden wurde daher untersucht, ob sich ein Zusammenhang zwischen den hier ausgewerteten Median-Antwortspektren und dem Tragwerksverhalten des Typ W1 herstellen lässt. Dazu werden zunächst die charakteristischen Eigenschaften des Typ W1 betrachtet. Die angegebene Grundperiode von Typ W1 beträgt 0,35 s, was einer Grundfrequenz von 2,86 Hz entspricht. Die Beschreibung der Schadensgrade für Typ W1, welche im Zusammenhang mit den Fragilitäten benötigt werden, sind der Tabelle 5.22 zu entnehmen.

In der Abbildung 5.23 sind die Kapazitätskurven des Typ W1 für verschiedene Norm-Auslegungsstufen (“Design Level”) dargestellt. Man erkennt gut die zunehmende Widerstandsfähigkeit und Duktilität mit höherem Auslegungsgrad. In den Kapazitätskurven sind die Anfangspunkte für Fließen (yield point) und ideal-plastisches Verhalten (plastic point) eingezeichnet. Zusätzlich sind auch die Medianwerte der Schadensgrade nach Tabelle 5.5 aus den Fragilitätskurven eingezeichnet.

Die Eckwerte der Kurven in Abbildung 5.23 sind in metrischen Einheiten in Tabelle 5.5 zusammengestellt. Um die Fragilitätswerte der jeweiligen Schadensgrade in das Diagramm mit den Medianen der Antwortspektren-Auswertung einzeichnen zu können, muss noch die aktuelle Eigenfrequenz für jeden Schadensgrad berechnet werden. Die Eigenfrequenz des aktuellen Schadensgrades berechnet sich über die Sekantensteifigkeit mit den beiden

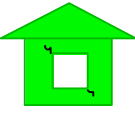
Damage State		Description
	Slight	Small plaster cracks at corners of door and window openings and wall-ceiling intersections; small cracks in masonry chimneys and masonry veneers. Small cracks are assumed to be visible with a maximum width of less than 1/8 inch (cracks wider than 1/8 inch are referred to as “large” cracks).
	Moderate	Large plaster or gypsum-board cracks at corners of door and window openings; small diagonal cracks across shear wall panels exhibited by small cracks in stucco and gypsum wall panels; large cracks in brick chimneys; toppling of tall masonry chimneys.
	Extensive	Large diagonal cracks across shear wall panels or large cracks at plywood joints; permanent lateral movement of floors and roof; toppling of most brick chimneys; cracks in foundations; splitting of wood sill plates and/or slippage of structure over foundations.
	Complete	Structure may have large permanent lateral displacement or be in imminent danger of collapse due to cripple wall failure or failure of the lateral load resisting system; some structures may slip and fall off the foundation; large foundation cracks. Three percent of the total area of buildings with Complete damage is expected to be collapsed, on average.

Abbildung 5.22: Beschreibung der einzelnen Schadensgrade für Typ W1 (eingeschossige Holzbauten); (Tabelle 2.5 aus HAZUS 2003c)

folgenden Beziehungen:

$$k = m \cdot S_a / S_d$$

$$\omega = \sqrt{k/m} \text{ mit } \omega = 2\pi f$$

- k = Sekantensteifigkeit
- m = modale Masse
- S_a, S_d = Spektralwerte der Beschleunigung bzw. Verschiebung
- ω = Eigenkreisfrequenz
- f = Frequenz

5.6.3 Vergleich von Fragilitäten und Antwortspektren

Wie schon zuvor erwähnt, entspricht der weitaus überwiegende Teil der Gebäude in den Schüttergebieten der untersuchten Erdbeben dem Typ W1 (eingeschossige Holzbauten) der HAZUS Studie. Im Folgenden wurden daher die intensitätsabhängigen Antwortspektren mit den jeweiligen Schadenstufen für den Typ W1 verglichen, um eventuelle Abhängigkeiten zu zeigen. Da es sich bei diesem Gebäudetyp in der Regel um einfache Wohnhäuser handelt, wird ein Erdbebedesign nach der Kategorie “low code” angenommen. Die Annahme von “moderate code” oder höher wird gemäß HAZUS (2003a, Abschnitt 6.7.1) in der

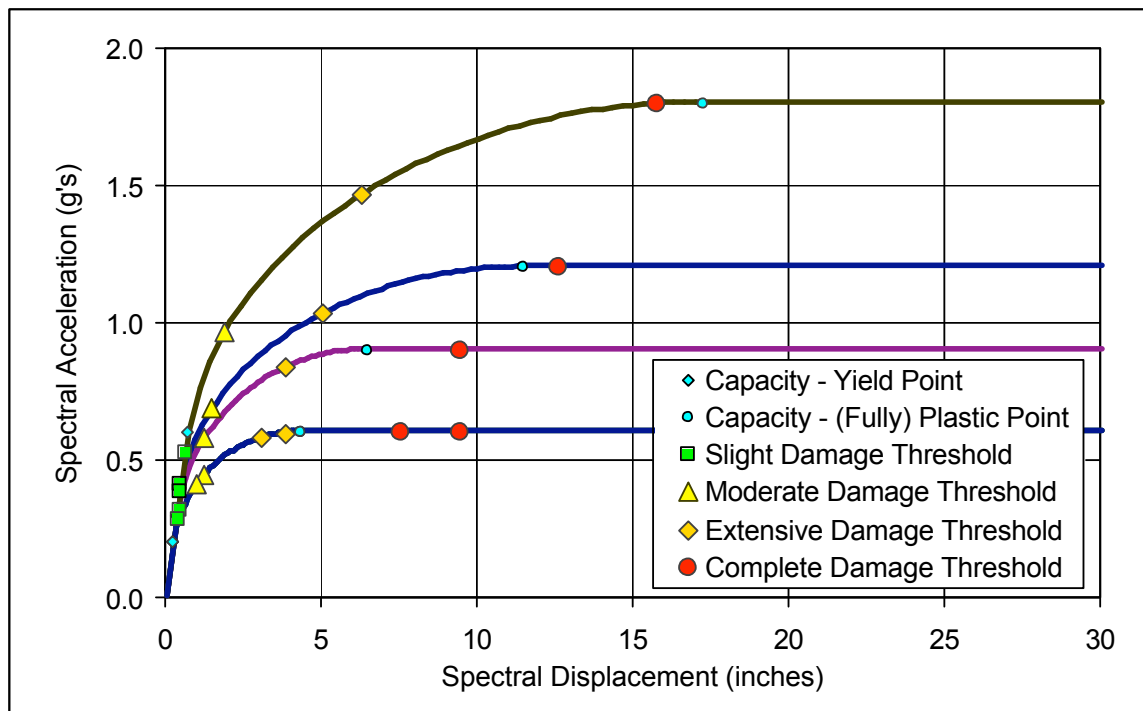


Abbildung 5.23: Gebäude Typ W1: Kapazitätskurve und struktureller Schadensgrad (Medianwerte) für vier Design Level: "high-, moderate-, low-, pre-code"; (Bild 2.7 aus HAZUS 2003c). Die Eckwerte sind in Tabelle 5.5 gegeben.

hier betrachteten Erdbebenzone 4 nur für bedeutende Bauwerke empfohlen. Interpretiert man die beschriebenen Schadensgrade des betrachteten Typ W1, low code in Abbildung 5.22 als Intensitätsstufen VI, VII, VIII und IX, so ergibt sich ein interessanter Vergleich. In der Abbildung 5.24 sind die intensitätsabhängigen Medianspektren der Auswertung aus Abbildung 5.10 zusammen mit den charakteristischen Punkten der Kapazitätskurve für Typ W1 und die jeweiligen Schadensgrade eingetragen.

Erstaunlicherweise liegen die charakteristischen Punkte der Schadenstufen slight, moderate, extensive und complete sehr nahe bei den Kurven der Antwortspektren für die Intensitäten 6 bis 9. D. h., die definierten Schadenstufen bzw. -zustände des Bauwerkes (entlang der Pushover-Kurve, siehe Abbildung 5.20) passen gut zu den entsprechenden Spektralbeschleunigungen in den jeweiligen Antwortspektren, welche auf Basis real beobachteter Erdbebenschäden ausgewertet wurden. Das Antwortspektrum für Intensität 6 liegt zwischen dem elastischen Punkt (f_{y0}, A_y) und der Schadenstufe "slight". Entsprechend der makroseismischen Skala treten erste Schäden ab Intensität 6 oder $6\frac{1}{2}$ auf.

In Abbildung 5.25 sind zu den Antwortspektren charakteristische Punkte weiterer Bauwerkstypen eingetragen. Die definierten Performance-Stufen der anderen Bauwerke passen nicht so gut zu den Spektralwerten der Spektrenauswertung. Im Vergleich stecken dafür

Tabelle 5.5: Typ W1: Fließgrenze und charakteristische Punkte der Kapazitätskurve und Fragilitätswerte (Medianwerte)

	pre-code			low-code		
Schadensgrad	S_d (m)	S_a (g)	f_i (Hz)	S_d (m)	S_a (g)	f_i (Hz)
Fließgrenze	0,006	0,20	2,86	0,006	0,20	2,86
slight	0,010	0,28	2,64	0,013	0,30	2,42
moderate	0,025	0,40	1,99	0,032	0,41	1,79
extensive	0,078	0,57	1,35	0,098	0,59	1,22
complete	0,192	0,60	0,88	0,240	0,60	0,79
	moderate-code			high-code		
Schadensgrad	S_d (m)	S_a (g)	f_i (Hz)	S_d (m)	S_a (g)	f_i (Hz)
Fließgrenze	0,009	0,30	2,86	0,012	0,40	2,86
slight	0,013	0,38	2,73	0,013	0,41	2,83
moderate	0,032	0,58	2,12	0,038	0,67	2,08
extensive	0,098	0,84	1,45	0,128	1,03	1,41
complete	0,240	0,90	0,97	0,320	1,20	0,97

Anmerkung: Die Standardabweichung der Fragilitäten (Spektralverschiebung für die diskreten Schadensgrade) für Typ W1 liegt zwischen 0,8 und 1,0.

zu viele Ungenauigkeiten. Unter anderem fehlen ausreichende Beobachtungen von Erdbebenschäden seltener vorkommender Bauwerke auch für eine bessere Kalibrierung der makroseismischen Skala selbst. Betrachtet man z. B. die Punkte Totalversagen für Mauerwerksbauten (URML), bei ca. 1 Hz und 0,4 g, so liegen diese Punkte etwa auf dem Antwortspektrum für Intensität 8. Bei dieser Intensität treten nach der makroseismischen Skala bei Mauerwerksbauten zwar starke Schäden ein, in der Regel aber noch kein Totalversagen.

Schlussfolgernd ist zu sagen, dass scheinbar die hier ermittelten intensitätsbezogenen Medianspektren aus kalifornischen Erdbebenregistrierungen ungewollt gewissermaßen am Tragwerksverhalten des Typ W1 "kalibriert" zu sein scheinen, der ca. 90 % der vorhandenen Bauten in den betrachteten Schüttergebieten darstellt.

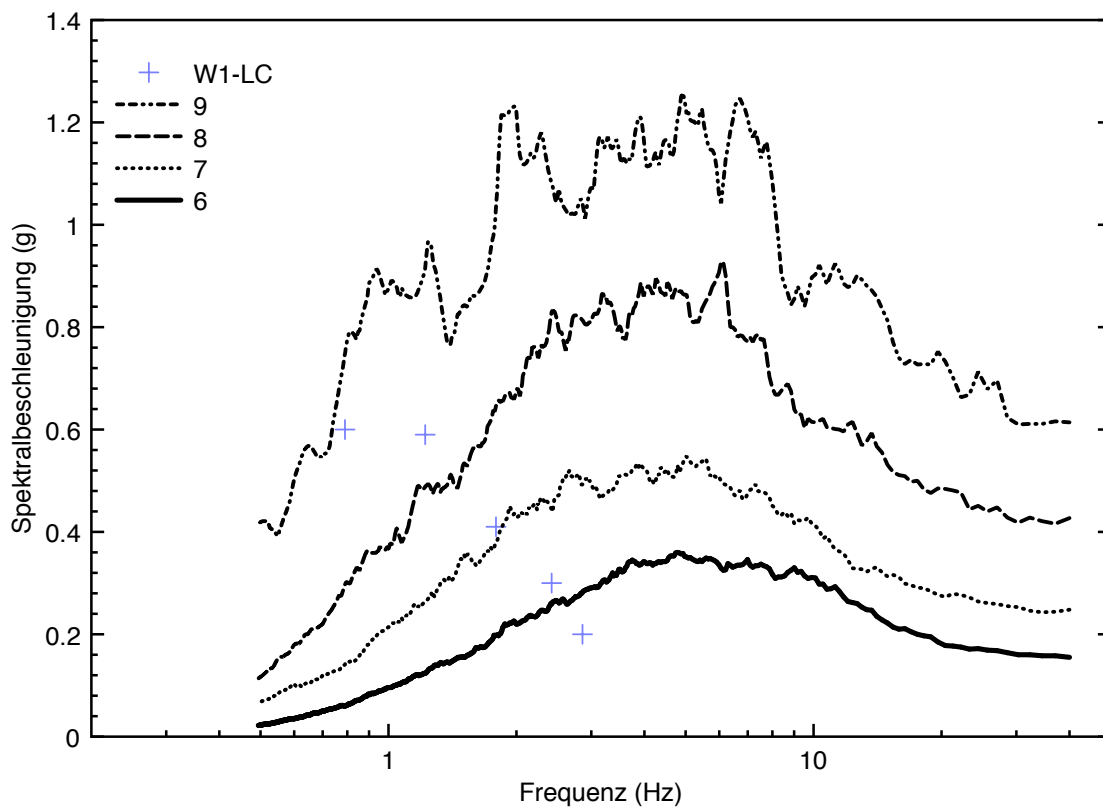


Abbildung 5.24: Vergleich der intensitätsbezogenen Antwortspektren (Mediane, untergrundunabhängig) und Schädigungsstufen für Typ W1, low code (LC) aus HAZUS (Werte siehe Tabelle 5.5)

5.7 Vergleich der Antwortspektren mit anderen Auswertungen

5.7.1 Vergleich der Antwortspektren mit Auswertungen von ATKINSON & SONLEY (2000)

Der Vergleich der in dieser Arbeit ermittelten Antwortspektren mit den Ergebnissen von ATKINSON & SONLEY (2000) ist besonders interessant, da die hier verwendeten Erdbeben einer Teilmenge der in ATKINSON & SONLEY (2000) verwendeten entspricht. Ausnahme ist das Beben von Sierra Madre (28.06.1991) - welches nur hier verwendet wurde - von dem nur acht Horizontalkomponenten in die Berechnungen eingingen. Während ATKINSON & SONLEY (2000) bezüglich makroseismischer Intensitäten zwei verschiedene Quellen verwenden (NOAA und USGS), wurde bei der hier durchgeführten Auswertung ausschließlich der Datensatz vom USGS verwendet. Da ATKINSON & SONLEY (2000) keine Unterscheidung bezüglich des Untergrundes vornehmen, sind in Abbildung 5.26 die untergrundunabhängig-

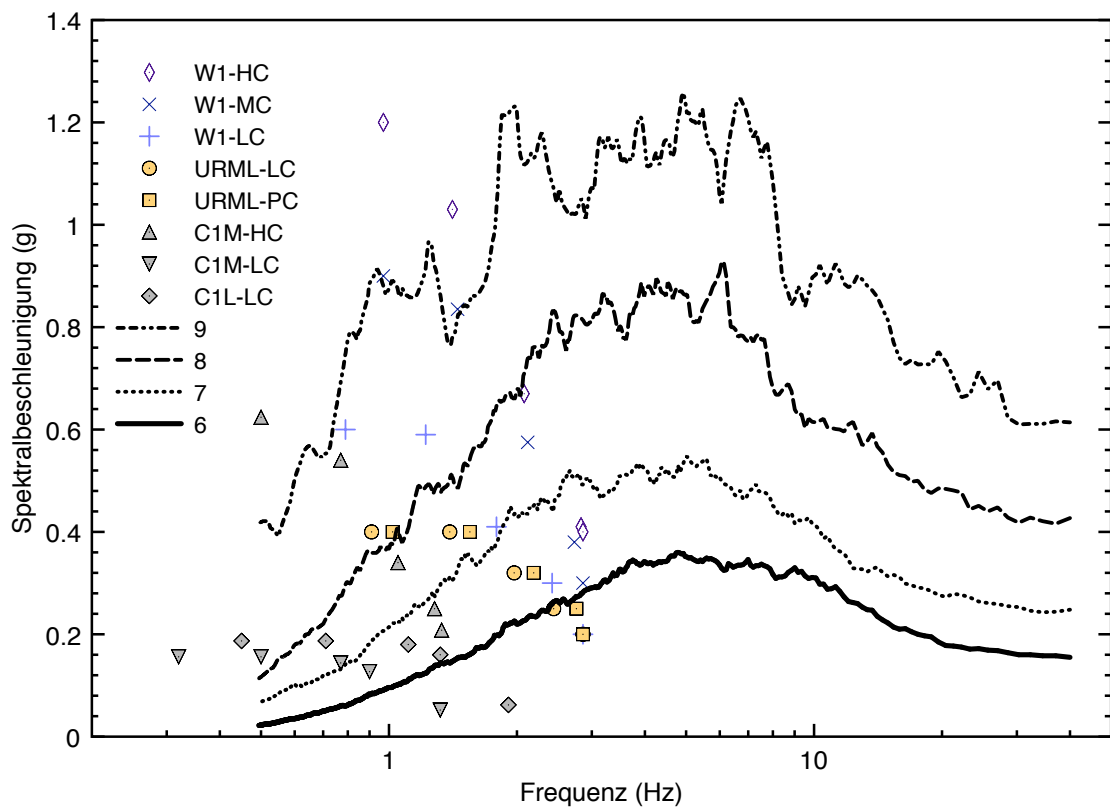


Abbildung 5.25: Vergleich der intensitätsbezogenen Antwortspektren (Mediane, untergrundunabhängig) und Schädigungsstufen für verschiedene Bauwerkstypen aus HAZUS. (W1 = Holzbauten, 1-2 Geschosse; URML = unbewehrte Mauerwerksbauten, 1-2 Geschosse; C1L = Stahlbeton-Rahmentragwerke, 1-3 Geschosse; C1M = Stahlbeton-Rahmentragwerke, 4-7 Geschosse; PC = pre code, LC = low code, MC = moderate code, HC = high code)

gen Antwortspektren verglichen.

Der Vergleich der Spektren zeigt folgendes: Für die Intensität 6 sind die Spektralwerte in den Bereichen bis 2 Hz und über 20 Hz nahezu gleich. Dazwischen führt die Auswertung hier zu höheren Spektralbeschleunigungen als in ATKINSON & SONLEY (2000), zwischen 4 Hz und 10 Hz liegen diese sogar etwa auf dem Niveau der Intensität 7 in ATKINSON & SONLEY (2000). Das Antwortspektrum für Intensität 7 der hier durchgeführten Auswertung liegt zwischen denen für Intensität 7 und 8 aus ATKINSON & SONLEY (2000). Für die Intensität 8 passen die Antwortspektren von beiden Auswertungen sehr gut zusammen. Warum die Antwortspektren für die Intensität 9 in ATKINSON & SONLEY (2000) unter denen für Intensität 8 liegen bleibt unklar, die Datenbasis für Intensität 9 ist allerdings klein.

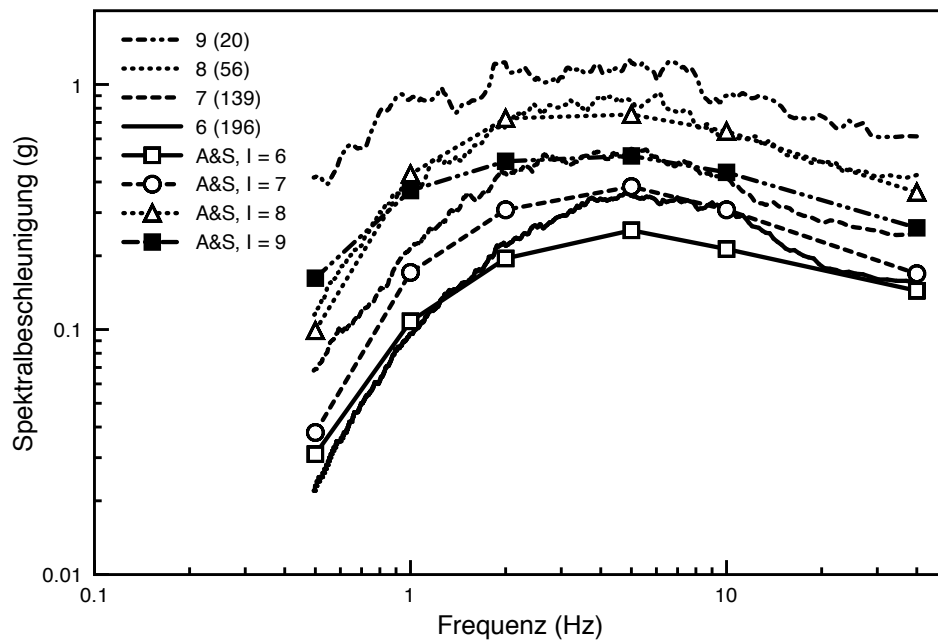


Abbildung 5.26: Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit der Auswertung von ATKINSON & SONLEY (2000) (A&S). Dargestellt ist jeweils der Median (50 % Fraktile) dieser Auswertung und die Mittelwerte der Auswertung von ATKINSON & SONLEY (2000). Die Auswertungen sind untergrundunabhängig.

5.7.2 Vergleich der Antwortspektren mit Auswertungen der BGR¹

Die in dieser Arbeit durchgeführte Strong Motion Auswertung intensitätsabhängiger Antwortspektren basiert auf kalifornischen Erdbebenregistrierungen. Im folgenden Vergleich wurde die Übertragbarkeit auf europäische Erdbebengebiete untersucht. Dazu wurden die Antwortspektren mit den Auswertungen in LEYDECKER (2005) verglichen, die auf Daten der europäischen Strong Motion Datenbank (ESD) basieren. Die Abbildung 5.27 zeigt den Vergleich der Medianspektren für die Intensität 7 und die Abbildung 5.28 für die Intensität 8. Die Antwortspektren in LEYDECKER (2005) wurden für Klassenmitten von halben Intensitäten berechnet. Deshalb sind in beiden Bildern jeweils die BGR-Spektren für eine halbe Intensität niedriger bzw. höher eingezeichnet. Man erkennt, dass die Mediane der Auswertung für Kalifornien sehr viel höher als die aus europäischen Registrierungen liegen ähnlich dem Vergleich mit italienischen Erdbeben (FAENZA & MICHELINI 2011). In Abbildung 5.29 sind Mediane für verschiedene Intensitäten aus beiden Auswertungen noch einmal zusammen dargestellt. Die Spektralwerte der Antwortspektren-Mediane für Kalifornien liegen im Plateau-Bereich grob etwa um Faktor 2,5-fach über denen für Europa (siehe

¹LEYDECKER (2005), die darin enthaltenen intensitätsbezogenen Antwortspektren basieren auf Auswertungen von J. Kopera

Abbildung 5.27 und Abbildung 5.28). In Abbildung 5.29 liegt der Median der Intensität 6 für Kalifornien zwischen den Medianen für Intensität 7-8 und 8-9 der europäischen Auswertung, also etwa auf dem Niveau der Intensität 8. D. h., bei einer gegebenen seismischen Belastung in Form des Antwortspektrums wären ganz allgemein betrachtet in Kalifornien geringere Erdbebenschäden (Intensitäten) zu erwarten als in Europa.

Ein wesentlicher Grund dafür ist, wie der Vergleich der HAZUS Studie zeigt, vermutlich die unterschiedliche Bauweise und deren Vulnerabilität. In Kalifornien besteht die überwiegende Anzahl der einfachen Bauten aus Holz, während in Europa im Wesentlichen Mauerwerksbauten vorkommen. In den makroseismischen Skalen - insbesondere in der neuen EMS (1998) - wird bei der Vergabe der Intensität die Vulnerabilität der Bauwerke recht ausführlich berücksichtigt. Eine Kalibrierung der Skala an Erdbebenschäden über alle Bauwerkstypen und Vulnerabilitätsklassen ist allerdings - wie zuvor bereits angesprochen - schwierig. Hinzu kommt, dass tendenziell die historischen Erdbeben in ihrer Intensität eher überschätzt sind, wie Veröffentlichungen zur erneuten Auswertung historischer Erdbeben belegen. Einige Beispiele dafür sind HINZEN (1997), AMBRASEYS & BILHAM (2003), GISLER ET AL. (2004) oder etwa UDÍAS ET AL. (2005). Im deutschen Erdbebenkatalog von LEYDECKER (2011) für die Jahre 800 bis 2008, der auch Randgebiete zu Nachbarländern erfasst, sind Änderungen der Epizentralintensitäten historischer Erdbeben über die letzten 17 Jahre in den Anhängen 6 und 7 dokumentiert. Beim Vergleich der Intensitäten Vorher - Nachher wurde schnell deutlich, dass in der weitaus überwiegenden Anzahl der Fälle eine Herabstufung der Intensität erfolgte.

Schlussfolgernd ist festzuhalten, dass intensitätsbasierte Antwortspektren stark von den jeweiligen im Untersuchungsgebiet vorkommenden Bauwerkstypen abhängen. Dieser Zusammenhang konnte hier gezeigt werden und lag bisher allenfalls im Bereich der Spekulation. Die hier ausgewerteten intensitätsabhängigen Antwortspektren aus kalifornischen Erdbebenregistrierungen sind daher nicht auf Europa oder andere Regionen anwendbar.

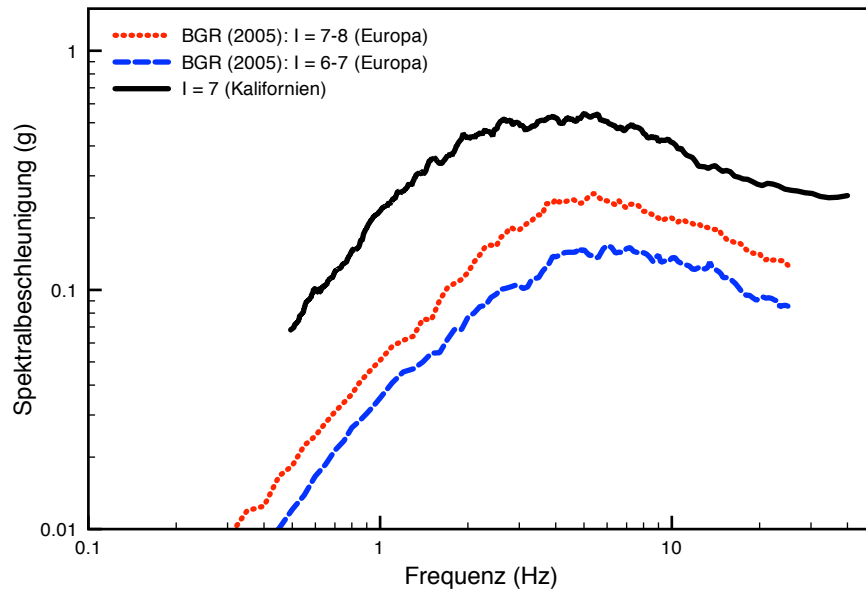


Abbildung 5.27: Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit einer Auswertung europäischer Registrierungen (LEYDECKER 2005) für die Intensität 7. Dargestellt ist jeweils der Median (50 % Fraktile). Die Auswertungen sind untergrundunabhängig.

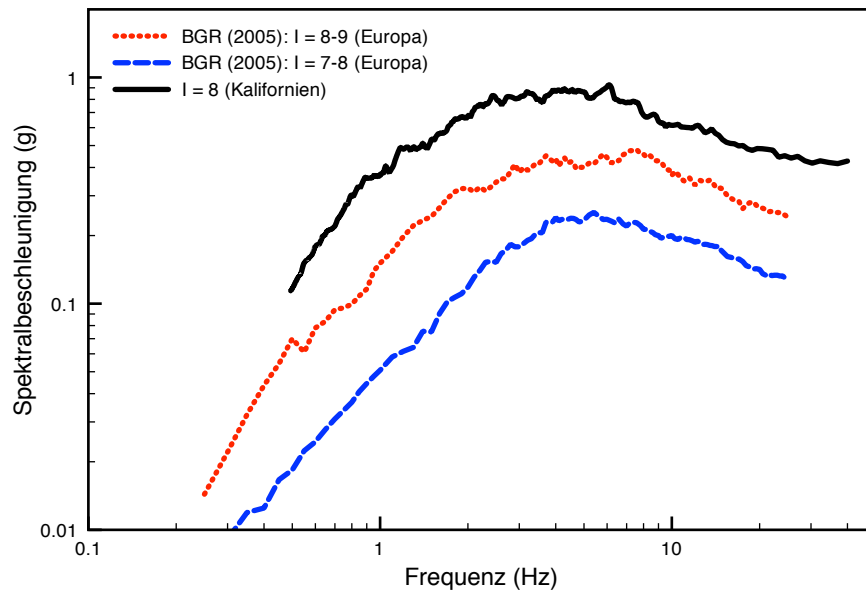


Abbildung 5.28: Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit einer Auswertung europäischer Registrierungen (LEYDECKER 2005) für die Intensität 8. Dargestellt ist jeweils der Median (50 % Fraktile). Die Auswertungen sind untergrundunabhängig.

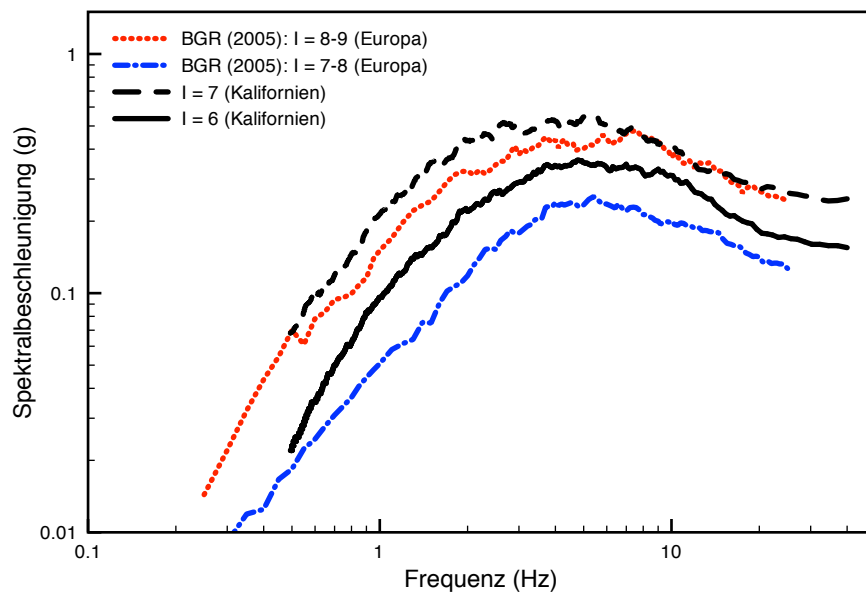


Abbildung 5.29: Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit einer Auswertung europäischer Registrierungen (LEYDECKER 2005). Dargestellt ist jeweils der Median (50 % Fraktile). Die Auswertungen sind untergrundunabhängig.

6 Auswertung der Starkbewegungsdauer

6.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden Untersuchungen zur Starkbewegungsdauer in Abhängigkeit von Intensität, Magnitude, Entfernung und Untergrund durchgeführt. Während der Erdbebenwirkung erfährt das Bauwerk mehrere Belastungszyklen, weshalb die Schädigung des Bauwerkes auch von der Dauer des Erdbebens abhängig ist. Außerdem werden für die Generierung von synthetischen spektrumkompatiblen Beschleunigungszeitverläufen für Zeitverlaufsrechnungen Angaben zur Erdbebendauer benötigt. Es gibt bereits eine Vielzahl von Untersuchungen zur Starkbewegungsdauer, Auswertungen unter Berücksichtigung der Intensität hingegen gibt es kaum. Im Folgenden werden die Starkbewegungsdauern aller Registrierungen berechnet und für unterschiedliche Fälle ausgewertet, um zu untersuchen inwiefern sich die Intensität auf die Starkbewegungsdauer auswirkt. Es existieren verschiedene Definitionen der Starkbewegungsdauer - in der Literatur als "Strong Motion Duration" bezeichnet - von denen hier drei der bekanntesten betrachtet werden.

6.2 Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975)

Die wohl bekannteste und meist verwendete Definition der Starkbewegungsdauer ist diejenige von TRIFUNAC & BRADY (1975), nach der die Starkbewegungsdauer von der freigesetzten Wellenenergie abhängt. Dabei wird als Starkbewegungsdauer die Zeitspanne definiert, in der zwischen 5 % und 95 % der Wellenenergie den Registrierstandort durchlaufen. Dargestellt wird dieser Energiedurchlauf im sog. HUSID-Diagramm (HUSID 1969). Im HUSID-Diagramm (siehe Abbildung 6.1) wird das Quadrat der Bodenbeschleunigung über die Zeit integriert und auf die Gesamtenergie des Zeitverlaufs normiert. Die Formel zur Berechnung der Energie lautet:

$$H_t = \frac{\int_{t=s}^t a^2 dt}{\int_{t=0} a^2 dt} \quad (6.1)$$

mit: H_t = normierte Energie über die Zeit t
 a = Bodenbeschleunigung
 s = Gesamtzeit der Registrierung

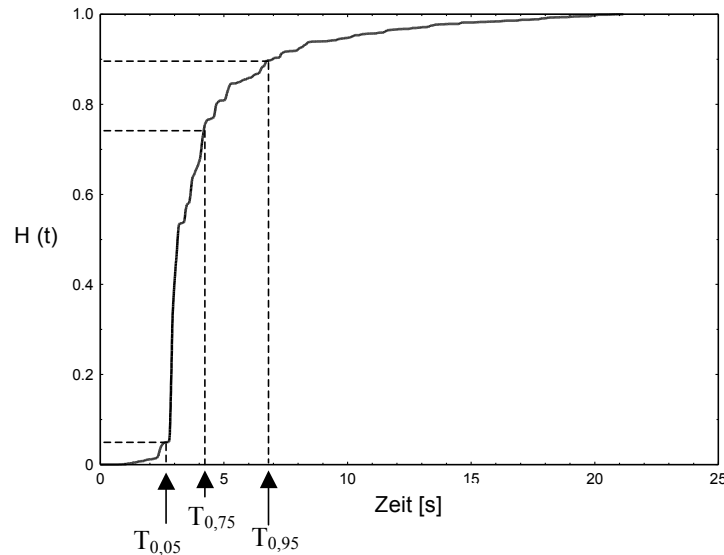


Abbildung 6.1: Energieverlauf einer Aufzeichnung des Bebens von Erzincan/Türkei am 13.03.1992 ($M_W = 6,9$, Joyner-Boore Entfernung 2 km); T_H = Zeit für den Durchlauf von H % der Gesamtenergie der Registrierung

Die Starkbewegungsdauer von TRIFUNAC & BRADY (1975) berechnet sich wie folgt:

$$T_{0,90} = T_{0,95} - T_{0,05} \text{ [s]} \quad (6.2)$$

Dabei sind $T_{0,95}$ und $T_{0,05}$ die 95 %- und 5 %-Fraktilewerte des Energieverlaufs (siehe Abbildung 6.1).

6.3 “bracketed duration”

Die sogenannte “bracketed duration” ist diejenige Zeitspanne, in der in einem Seismogramm erst- und letztmalig eine bestimmte Beschleunigung überschritten wird. PAGE ET AL. (1972) verwenden dabei 0,05 g als Schwellwert für Ihre Auswertungen wie auch andere Autoren. BOLT (1973) führt Strong Motion Auswertungen der bracketed duration in Abhängigkeit von Magnitude und Epizentralentfernung durch. Der Vorteil dieser Definition der Starkbewegungsdauer - im Gegensatz zu normierten Definitionen wie der nach TRIFUNAC & BRADY (1975) - ist, dass die Einwirkungsdauer oberhalb einer bestimmten Minimalbeschleunigung berücksichtigt wird. Die Grundidee ist dabei: Je mehr Bela-

stungszyklen ein Tragwerk oberhalb der Minimalbeschleunigung erfährt, desto größer ist die Schädigung.

Eine normierte Form der bracketed duration wird in KAWASHIMA & AIZAWA (1989) vorgestellt. Dabei wird die Zeitspanne, in der erst- und letztmalig das μ -fache der maximalen Bodenbeschleunigung (peak ground acceleration: PGA) überschritten wird, angegeben. Bei der hier durchgeführten Auswertung wurden 10 % von PGA als Schwelle zur Berechnung der Starkbewegungsdauer verwendet ($\mu = 0,1$).

In einer Variante dieser Definition - welche hier nicht betrachtet wird - sind nur die Zeitabschnitte zu berücksichtigen, in denen die Beschleunigung μ PGA überschreitet. Eine gute Übersicht verschiedener Definitionen der Starkbewegungsdauer wird in TRIFUNAC & NOVIKOVA (1995) oder LEE (2002) gegeben.

6.4 weitere Definitionen

Ergänzend seien hier noch zwei weitere Definitionen der Starkbewegungsdauer erwähnt, da diese bei Standortgutachten von Kernkraftwerken bereits verwendet wurden. Diese Definitionen wurden im Folgenden allerdings nicht ausgewertet. Für die Anwendung auf Kernkraftwerke wurde in PHILIPPACOPOULOS (1989) eine Strong Motion Dauer für "steife Strukturen" (2 Hz bis 10 Hz) vorgeschlagen. Diese Definition stellt eine Variante zu TRIFUNAC & BRADY (1975) da, bei der nur 70 % der gesamten kumulativen Energie berücksichtigt wird. Entsprechend ergibt sich:

$$T_D = T_{0,75} - T_{0,05} [s] \quad (6.3)$$

KENNEDY ET AL. (1984) definieren in einer weiteren Variante die Obergrenze für die Strong Motion Dauer neu:

$$T_{D'} = T_u - T_{0,05} [s] \quad (6.4)$$

mit

$$T_u = \max \left\{ \begin{matrix} T_{0,75} \\ T_{p0} \end{matrix} \right\} \quad (6.5)$$

Diese Obergrenze T_u ist entweder bei 75 % der kumulativen Energie erreicht oder der Zeitpunkt des ersten Nulldurchganges im Zeitverlauf folgend auf die maximale positive oder negative Beschleunigung.

6.5 Auswertungen zur Starkbewegungsdauer

Bei den folgenden Auswertungen wurde die Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975), KAWASHIMA & AIZAWA (1989) und PAGE ET AL. (1972) berechnet. Bei der Definition nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) wird 10 % von PGA als Untergrenze verwendet. Zunächst wurde die Abhängigkeit der Starkbewegungsdauer von der Intensität und der Baugrundklasse untersucht.

Die Mittelwerte der berechneten Starkbewegungsauern der normierten Definitionen nach TRIFUNAC & BRADY (1975) sind in Tabelle 6.1 und nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Tabelle 6.2 angegeben. Es ist zu beachten, dass für die Intensität 9 nur wenige Registrierungen zur Verfügung standen und auch die Gruppen mit Untergrundklasse A nur relativ gering besetzt sind. Die Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten je Gruppe enthält Tabelle 6.4. Die Zeitdauern für die verschiedenen Gruppen von Intensitäts- und Baugrundklasse unterscheiden sich kaum. Es gibt eine leicht zunehmende Tendenz zu lockeren Sedimenten und eine leicht abnehmende Tendenz zu höheren Intensitäten. Letzteres hängt allerdings vermutlich damit zusammen, dass Standorte mit kleineren Intensitäten im Datensatz im Mittel eine größere Entfernung zur Bruchfläche haben. Ein eindeutigeres Bild ergibt sich bei der nicht-normierten Strong Motion Dauer nach PAGE ET AL. (1972) in Tabelle 6.3. Hier zeigt sich eine Zunahme der Zeitdauer hin zu lockeren Sedimenten und mit zunehmender Stärke der Erdbebenauswirkung, der Intensität. Die Standardabweichung der Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) und KAWASHIMA & AIZAWA (1989) beträgt im Mittel über alle Klassen 34 % bzw. 37 %, die nach PAGE ET AL. (1972) 47 %. Die absoluten Zeitdauern nach TRIFUNAC & BRADY (1975) und PAGE ET AL. (1972) sind ähnlich groß, die Zeitdauern nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) sind dagegen deutlich länger.

Die Lokalintensitäten resultieren aus Erdbeben verschiedener Magnituden und in verschiedenen Entfernungen zum Standort. Bei der intensitätsbezogenen Auswertung sind stärkere Erdbeben mit größerer Magnitude und somit längerem Bruchvorgang mit schwächeren Erdbeben gemischt. Die bei den normierten Definitionen der Zeitdauer nicht klar erkennbare Abhängigkeit von Intensität und Untergrund ist - wie im Folgenden gezeigt werden kann - auf die beschriebene Vermischung von unterschiedlichen Magnituden und Entfernungen zurückzuführen. Dazu wurden die Zeitverläufe nach Magnitude und Baugrundklasse geordnet ausgewertet. Die Erdbeben wurden nach der Momentmagnitude in drei Klassen eingeteilt: $M_W = 5,9 - 6,3$; $M_W = 6,2 - 6,7$ und $M_W = 6,5 - 7,2$. Die leichte Überschneidung der Klassen ist zugunsten größerer Datensätze gewollt. Die mittleren Starkbewegungsauern für jede Magnituden-Baugrund-Kombination sind in den Tabellen 6.5 bis 6.7 zusammengestellt. Die Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten je Gruppe enthält Tabelle 6.8.

Tabelle 6.1: Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen σ

	Zeitdauer (s)				σ (%)			
Zeit (s)	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
I = 6	11,1	11,7	13,1	12,0	33	43	42	
I = 7	8,4	10,8	12,7	10,6	27	36	37	
I = 8	6,8	10,9	11,6	9,8	37	43	30	
I = 9	10,2	8,1	9,0	9,1	32	24	30	
I = 6 - 9	9,1	10,4	11,6	10,4				34

Tabelle 6.2: Starkbewegungsdauer (für 10% PGA) nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen σ

	Zeitdauer (s)				σ (%)			
Zeit (s)	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
I = 6	20,2	20,0	21,6	20,6	31	37	38	
I = 7	19,7	20,1	22,5	20,8	41	35	38	
I = 8	14,0	18,4	20,1	17,5	46	41	32	
I = 9	21,7	15,6	13,7	17,0	53	20	28	
I = 6 - 9	18,9	18,5	19,5	19,0				37

Tabelle 6.3: Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen σ

	Zeitdauer (s)				σ (%)			
Zeit (s)	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
I = 6	5,5	7,9	7,3	6,9	85	51	66	
I = 7	8,0	9,5	12,7	10,1	49	42	48	
I = 8	10,2	16,0	15,1	13,8	53	24	45	
I = 9	28,2	15,0	22,0	21,7	32	26	41	
I = 6 - 9	13,0	12,1	14,3	13,1				47

Tabelle 6.4: Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten der Registrierungen je Gruppe zu den Tabellen 6.1 bis 6.3

Anzahl	A	B	C	A,B,C
I = 6	14	64	118	196
I = 7	10	59	70	139
I = 8	10	26	20	56
I = 9	4	8	8	20
I = 6 - 9	38	157	216	411

6 Auswertung der Starkbewegungsdauer

Tabelle 6.5: Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Magnitude und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen σ

	Zeitdauer (s)				σ (%)			
Zeit (s)	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
M_W 5,9-6,3	3,3	8,3	10,9	7,5	3	43	37	
M_W 6,2-6,7	9,7	12,1	13,4	11,7	32	35	41	
M_W 6,5-7,2	9,5	12,2	14,5	12,1	34	36	37	
$M_{W,gesamt}$	7,5	10,9	12,9	10,4				33

Tabelle 6.6: Starkbewegungsdauer nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Magnitude und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen σ

	Zeitdauer (s)				σ (%)			
Zeit (s)	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
M_W 5,9-6,3	7,7	15,2	18,6	13,8	36	40	33	
M_W 6,2-6,7	19,0	20,7	22,5	20,7	39	32	39	
M_W 6,5-7,2	19,2	21,3	24,3	21,6	40	32	37	
$M_{W,gesamt}$	15,3	19,1	21,8	18,7				37

Tabelle 6.7: Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Magnitude und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen σ

	Zeitdauer (s)				σ (%)			
Zeit (s)	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
M_W 5,9-6,3	3,8	5,7	5,5	5,0	3	52	57	
M_W 6,2-6,7	8,6	11,8	13,1	11,1	78	34	54	
M_W 6,5-7,2	10,1	12,1	15,2	12,4	85	37	39	
$M_{W,gesamt}$	7,5	9,9	11,3	9,5				49

Tabelle 6.8: Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten der Registrierungen je Gruppe zu den Tabellen 6.5 bis 6.7

Anzahl	A	B	C	A,B,C
M_W 5,9-6,3	2	46	108	156
M_W 6,2-6,7	22	82	92	196
M_W 6,5-7,2	36	111	108	255
$M_{W,gesamt}$	60	239	308	607

Die Ergebnisse zeigen, dass nach allen Definitionen bei der magnitudenbezogenen Auswertung eine deutliche Abhängigkeit von Erdbebenstärke und Bodenklasse zu erkennen ist. Mit zunehmender Magnitude steigt naturgemäß die Bebedauer aufgrund der längeren Bruchzone größerer Erdbeben und dem damit verbundenen längeren Bruchvorgang. Außerdem ist auch eine Abhängigkeit der Dauer von der Baugrundklasse erkennbar. Je lockerer der Boden desto länger ist die Starkbewegungsdauer. Dass die Starkbewegungsdauer bei Standorten auf Lockersedimenten länger ist als jene für Felsstandorte liegt daran, dass durch die Sedimente die Bodenbewegungen in bestimmten Frequenzbereichen verstärkt werden können. Man spricht dabei auch von sogenannten "site effects". D. h., der Boden schwingt (im elastischen Bereich) gewissermaßen auf und auch nach. Bei sehr starken standortnahen Beben kann sich der Boden nichtlinear verhalten, die Plastifizierung im Boden mindert in diesem Fall ein Aufschwingen in den Sedimenten.

Die Entfernung zum Standort hat bekanntermaßen auch einen Einfluss auf die Starkbewegungsdauer. Um dies zu zeigen, wurde in einem weiteren Untersuchungsschritt zusätzlich zur Magnitude und dem Baugrund noch die Entfernung zur Registrierstation betrachtet. Zu den verwendeten Beschleunigungsaufzeichnungen sind meist verschiedene Entfernungsarten angegeben. Diese sind: Hypozentralentfernung, Joyner-Boore Distanz, kürzeste Entfernung zur Verwerfung ("closest distance to fault") und die kürzeste Entfernung zur Herdfläche ("closest distance to fault rupture"). Für eine entfernungsabhängige Betrachtung der Bodenbewegung ist letztere ("closest to fault rupture") am besten geeignet, da sie die kürzeste Entfernung zum Bruchprozess (an der Herdfläche) angibt. Diese Entfernung ist bei den hier verwendeten Daten für die überwiegende Anzahl der Registrierungen bekannt. In den Tabellen 6.9 bis 6.11 sind für zwei unterschiedliche Magnitudenbereiche die Starkbewegungsdauern für verschiedene Entfernungen (0 - 15 km, 15 - 30 km und 30 - 50 km) und die drei Baugrundklassen A, B und C berechnet. Die Entfernungsgrenzen überschneiden sich um $-/+ 2$ km. Die Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten je Gruppe enthält Tabelle 6.12.

Bei den normierten Definitionen nach TRIFUNAC & BRADY (1975) und KAWASHIMA & AIZAWA (1989) ist eine Zunahme der Starkbewegungsdauer mit der Entfernung erkennbar. Erklärbar ist diese Zunahme mit der Entfernung dadurch, dass der Zeitverlauf mit zunehmendem Laufweg breiter wird. Die Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) nimmt mit zunehmender Entfernung ab, da Absolutwerte zur Berechnung verwendet werden.

Abschließend wurde die Starkbewegungsdauer noch einmal intensitätsabhängig ausgewertet. Die Tabellen 6.13, 6.14 und 6.15 zeigen die Ergebnisse in Abhängigkeit von Intensität, Entfernung und Bodenklasse. Für einige Kombinationen gibt es keine Daten, diese Felder sind leer. Die jeweilige Anzahl von Komponenten je Gruppe enthält Tabelle 6.16.

Als Ergebnis der intensitätsabhängigen Auswertung ist zu sehen, dass bei den normierten Definitionen der Starkbewegungsdauer (Tabelle 6.13 und 6.14) die Zeitdauer mit zuneh-

6 Auswertung der Starkbewegungsdauer

Tabelle 6.9: Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Baugrundklasse (A, B, C), Entfernung (closest to fault rupture) und für zwei Magnitudenbereiche

Zeit (s)	$5,6 \leq M_W \leq 6,2$				$6,5 \leq M_W \leq 7,2$			
	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
0 - 15 km	3,3	6,4	11,3	7,0	7,5	9,0	11,8	9,4
15 - 30 km	-	8,2	10,5	9,4	10,0	12,4	13,9	12,1
30 - 50 km	-	11,3	13,1	12,2	12,8	14,9	18,9	15,6
0 - 50 km	3,3	8,6	11,6	9,2	10,1	12,1	14,9	12,4

Tabelle 6.10: Starkbewegungsdauer nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Baugrundklasse (A, B, C), Entfernung (closest to fault rupture) und für zwei Magnitudenbereiche

Zeit (s)	$5,6 \leq M_W \leq 6,2$				$6,5 \leq M_W \leq 7,2$			
	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
0 - 15 km	7,7	11,4	15,2	11,5	16,4	15,7	19,2	17,1
15 - 30 km	-	15,0	17,7	16,3	19,0	21,7	23,1	21,3
30 - 50 km	-	21,5	22,3	21,9	23,5	25,3	30,1	26,3
0 - 50 km	7,7	16,0	18,4	15,8	19,6	20,9	24,1	21,9

Tabelle 6.11: Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Baugrundklasse (A, B, C), Entfernung (closest to fault rupture) und für zwei Magnitudenbereiche

Zeit (s)	$5,6 \leq M_W \leq 6,2$				$6,5 \leq M_W \leq 7,2$			
	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
0 - 15 km	3,8	6,4	7,4	5,8	15,1	13,7	18,8	15,9
15 - 30 km	-	5,9	5,3	5,6	8,7	12,4	14,9	12,0
30 - 50 km	-	6,6	4,6	5,6	3,5	9,9	11,5	8,3
0 - 50 km	3,8	6,3	5,8	5,7	9,1	12,0	15,1	12,1

Tabelle 6.12: Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten der Registrierungen je Gruppe zu den Tabellen 6.9 bis 6.11

Anzahl	$5,6 \leq M_W \leq 6,2$				$6,5 \leq M_W \leq 7,2$			
	A	B	C	A,B,C	A	B	C	A,B,C
0 - 15 km	2	14	21	37	12	30	32	74
15 - 30 km	-	40	70	110	16	54	58	128
30 - 50 km	-	8	40	48	8	37	30	75
0 - 50 km	2	62	131	195	36	121	120	277

mender Entfernung steigt. Die Zeitdauer ist allerdings nicht erkennbar von der Intensität abhängig. Mit zunehmend weicherem Untergrund (hin zur Bodenklasse C) steigt die Starkbewegungsdauer - wenn überhaupt - nur sehr gering. Bei der Auswertung nach PAGE ET AL. (1972) (Tabelle 6.15) ist ein Anstieg der Starkbewegungsdauer mit zunehmender Intensität erkennbar. Eine Abhängigkeit von der Entfernung ist allerdings nicht ersichtlich. Im Vergleich der Bodenklassen scheint die Zeitdauer auf Lockersedimenten geringfügig größer zu sein als auf festerem Untergrund. Dies ist allerdings nicht deutlich erkennbar.

Tabelle 6.13: Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Intensität, Entfernung (closest to fault rupture) und Baugrundklasse (A, B, C)

Zeit (s)	Baugrundklasse A			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	6,7	11,7	12,8	10,4
I = 7	5,1	7,8	-	6,5
I = 8	5,5	8,9	-	7,2
I = 9	13,4	-	-	13,4
I = 6 - 9	7,7	9,5	12,8	9,0
Zeit (s)	Baugrundklasse B			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	7,5	10,5	14,2	10,7
I = 7	8,0	10,5	15,4	11,3
I = 8	8,9	12,0	10,9	10,6
I = 9	7,8	8,8	-	8,3
I = 6 - 9	8,1	10,4	13,5	10,4
Zeit (s)	Baugrundklasse C			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	9,9	11,9	15,1	12,3
I = 7	11,3	12,8	17,8	14,0
I = 8	10,1	10,9	-	10,5
I = 9	8,6	10,1	-	9,4
I = 6 - 9	10,0	11,4	16,4	11,9

Tabelle 6.14: Starkbewegungsdauer nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Intensität, Entfernung (closest to fault rupture) und Baugrundklasse (A, B, C)

Zeit (s)	Baugrundklasse A			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	14,6	20,5	23,5	19,5
I = 7	11,6	16,5	-	14,0
I = 8	10,8	18,8	-	14,8
I = 9	33,3	-	-	33,3
I = 6 - 9	17,5	18,6	23,5	18,7
Zeit (s)	Baugrundklasse B			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	13,6	17,5	23,8	18,3
I = 7	14,6	19,8	27,9	20,8
I = 8	14,0	20,3	19,9	18,1
I = 9	15,0	17,3	-	16,2
I = 6 - 9	14,3	18,7	23,9	18,5
Zeit (s)	Baugrundklasse C			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	17,0	19,8	24,8	20,5
I = 7	19,4	21,5	28,9	23,3
I = 8	17,5	19,5	-	18,5
I = 9	13,5	14,2	-	13,9
I = 6 - 9	16,9	18,7	26,9	19,6

Tabelle 6.15: Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Intensität, Entfernung (closest to fault rupture) und Baugrundklasse (A, B, C)

Zeit (s)	Baugrundklasse A			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	8,9	7,9	3,5	6,7
I = 7	11,5	9,4	-	10,4
I = 8	10,7	9,6	-	10,1
I = 9	33,3	-	-	33,3
I = 6 - 9	16,1	9,0	3,5	11,8
Zeit (s)	Baugrundklasse B			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	9,8	7,1	9,5	8,8
I = 7	8,4	9,8	8,1	8,8
I = 8	15,3	16,1	11,9	14,5
I = 9	14,5	16,4	-	15,5
I = 6 - 9	12,0	12,3	9,9	11,6
Zeit (s)	Baugrundklasse C			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	6,9	7,9	6,5	7,1
I = 7	14,9	11,6	11,8	12,8
I = 8	13,3	12,8	-	13,0
I = 9	24,9	13,2	-	19,0
I = 6 - 9	15,0	11,4	9,1	12,4

Tabelle 6.16: Anzahl ausgewerteter Horizontalkomponenten je Gruppe zu den Tabellen 6.13 bis 6.15 (d = Entfernung)

Anzahl	Baugrundklasse A			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	4	8	8	20
I = 7	2	4	0	20
I = 8	6	4	0	10
I = 9	2	0	0	2
I = 6 - 9	14	16	8	38
Anzahl	Baugrundklasse B			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	8	38	28	74
I = 7	12	43	13	68
I = 8	12	12	4	28
I = 9	6	2	0	8
I = 6 - 9	38	95	45	178
Anzahl	Baugrundklasse C			
	0 - 15 km	15 - 30 km	30 - 50 km	0 - 50 km
I = 6	9	76	56	141
I = 7	28	36	14	78
I = 8	8	16	0	24
I = 9	6	2	0	8
I = 6 - 9	51	130	70	251

6.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Bei Auswertungen zur Starkbewegungsdauer ist zunächst zwischen normierten und nicht normierten Definitionen zu unterscheiden. Es wurden die normierten Definitionen nach TRIFUNAC & BRADY (1975) und KAWASHIMA & AIZAWA (1989) und die nicht normierte Definition nach PAGE ET AL. (1972) ausgewertet. Des Weiteren ist von Bedeutung, ob als Erdbebenstärke die Magnitude oder die Intensität verwendet wird. Setzt man etwa gleiche Entfernungen zum Herd voraus, so steigt bei einer magnitudenbezogenen Auswertung bei allen betrachteten Definitionen die Starkbewegungsdauer mit zunehmender Magnitude und höherer (weniger fester) Baugrundklasse. Die Dauer nimmt bei den normierten Definitionen mit größerer Entfernung zu und bei der nicht normierten Definition ab. Ein anderes Bild zeigt sich bei der intensitätsbasierten Auswertung der Starkbewegungsdauer. Die Ergebnisse nach TRIFUNAC & BRADY (1975) und KAWASHIMA & AIZAWA (1989) zeigen keine Abhängigkeit von der Intensität und kaum Unterschiede in der Zeitdauer bezüglich der Baugrundklasse. Mit zunehmender Entfernung nimmt - wie zuvor - die Starkbewegungsdauer zu. Bei der Auswertung nach Definition von PAGE ET AL. (1972) ist eine Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse erkennbar, aber keine Abhängigkeit von der Entfernung. Die Starkbewegungsdauer steigt hier mit zunehmender Intensität und höherer Baugrundklasse. In Tabelle 6.17 werden die Schlussfolgerungen noch einmal zusammengefasst.

Tabelle 6.17: Abhängigkeiten der Starkbewegungsdauer von Erdbebenstärke, Bodenklasse und Entfernung

	intensitätsbezogen		magnitudenbezogen	
	T&B / K&A	PAGE	T&B / K&A	PAGE
I / M	nicht abhängig	abhängig	abhängig	abhängig
BKL	kaum abhängig	abhängig	abhängig	abhängig
D	mit D zunehmend	nicht abhängig	mit D zunehmend	mit D abnehmend

T&B	= TRIFUNAC & BRADY (1975)
K&A	= KAWASHIMA & AIZAWA (1989)
PAGE	= PAGE ET AL. (1972)
I / M	= Intensität bzw. Magnitude
BKL	= Bodenklasse
D	= Entfernung (kürzeste zur Bruchfläche)

Die Untersuchungen zur Starkbewegungsdauer haben gezeigt, dass die normierten Definitionen von TRIFUNAC & BRADY (1975) und KAWASHIMA & AIZAWA (1989) nicht verwendet werden sollten, falls die Erdbebengefährdung durch die Intensität beschrieben

wird. In diesem Fall eignet sich die Definition nach PAGE ET AL. (1972) bzw. BOLT (1973) zur Ermittlung der Strong Motion Dauer des Bemessungserdbebens. Sind Angaben zur Magnitude und Entfernung bekannt, so eignen sich alle drei Definitionen zur Ermittlung der Starkbewegungsdauer. Die Starkbewegungsauern von TRIFUNAC & BRADY (1975) und PAGE ET AL. (1972) bzw. BOLT (1973) sind etwa ähnlich groß und sollten vorzugsweise verwendet werden. Die Definition nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) führt zu größeren Starkbewegungsauern.

7 Korrelationsuntersuchungen

Mit Korrelationsuntersuchungen können Zusammenhänge und Abhängigkeiten verschiedener Parameter untersucht werden. Bei den im Folgenden durchgeführten Korrelationen wird betrachtet, von welchen Parametern die Starkbewegungsdauer abhängt. Des Weiteren wird gezeigt, welche der hier ausgewerteten seismischen Parameter maßgeblich zur Bauwerksschädigung (Intensität) beitragen. Einleitend werden zunächst die hierzu verwendeten Korrelationsverfahren kurz vorgestellt.

7.1 Statistischer Exkurs

Bei der Regression und der Korrelation spricht man von einem stochastischen Zusammenhang. Anders als beim funktionalen Zusammenhang, bei dem Variablen in einer strengen Beziehung zueinander stehen, sind diese hier mehr oder weniger lose verkettet. In der Korrelationsanalyse wurde das Ausmaß der stochastischen Abhängigkeit der Variablen untereinander, bzw. die Güte der Anpassung der Regressionsfunktion an die Stichprobendaten ermittelt. Zur Veranschaulichung der Korrelationsergebnisse wurden die Daten in einem Streudiagramm über die x- und y-Achse aufgetragen. Die Regressionsfunktion ist eine Art Ausgleichsfunktion durch die Punkte im Streudiagramm. Für die Korrelationsanalyse existieren verschiedene Modelle, von denen die in dieser Arbeit verwendeten erläutert werden. Hier handelt es sich um “Bivariate Korrelationen”, bei denen der Korrelationskoeffizient mit den jeweiligen Signifikanzniveaus errechnet wird. Mit Korrelationen werden die Beziehungen zwischen Variablen oder deren Rängen gemessen.

7.1.1 Lineare Korrelation nach PEARSON

Der lineare Korrelationskoeffizient ρ beschreibt den Zusammenhang zwischen x- und y-Daten. Er berechnet sich aus Schätzwerten σ_x^2 bzw. σ_y^2 für die Varianzen der x- und y-Daten und aus der zuvor definierten Kovarianz σ_{xy} der x und y Stichproben. Die Definition lautet:

$$\rho = \sigma_{xy} / (\sigma_x \cdot \sigma_y) \quad (7.1)$$

Für den Korrelationskoeffizienten nach PEARSON - auch Stichproben-Korrelationskoeffizient genannt - wird angenommen, dass jedes Variablenpaar bivariat normalverteilt ist. Er ist definiert zu:

$$\rho_{xy} = \frac{\sum [(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})]}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} \quad , wobei -1 \leq \rho_{xy} \leq 1 \quad (7.2)$$

Dabei sind x_i und y_i die jeweiligen Datenwerte und $\bar{x}$ bzw. $\bar{y}$ die Mittelwerte der Datenmengen. Durch die Standardabweichungen im Nenner wird der Korrelationskoeffizient auf einen Wertebereich zwischen -1 und 1 normiert, wobei das Vorzeichen die Neigung der Regressionsgeraden angibt. Ist der Betrag des Korrelationskoeffizienten gleich eins, so stehen die Daten in einem streng linearen (funktionalen) Zusammenhang, das heißt, die Punkte im Streudiagramm liegen alle auf der Regressionsgeraden. Ein Wert von $\rho = 0$ bedeutet, dass die Variablen x und y nicht korrelieren. Je näher also der Betrag des Korrelationskoeffizienten an eins herankommt, desto stärker ist die Abhängigkeit der beiden Variablen untereinander. Da es sich hier um eine lineare Korrelation handelt, werden nichtlineare Zusammenhänge (z. B. quadratische) nicht erfasst. Um auszuschließen, dass durch nicht-lineare Beziehungen falsche Schlüsse gezogen werden, reicht in der Regel ein Blick auf das Streudiagramm. Voraussetzungen für die Korrelation nach PEARSON sind:

- linearer Zusammenhang
- beide Merkmale quantitativ (stetig)

7.1.2 Rangkorrelation nach SPEARMAN

Die lineare Korrelation unter 7.1.1 geht von einer Normalverteilung der Stichprobe aus. Die Anzahl n ist dabei nur insofern von Bedeutung, als dass sie die Güte bzw. die Genauigkeit der Korrelation beeinflusst. Sind die vorliegenden Daten nicht normalverteilt, oder liegen sie mit geordneten Kategorien vor, so wählt man die Korrelation nach SPEARMAN mit der die Beziehungen zwischen Rangordnungen gemessen werden. Der Wertebereich liegt wie bei PEARSON auch hier zwischen -1 und +1. Der Korrelationskoeffizient nach SPEARMAN entspricht dem Korrelationskoeffizienten nach PEARSON, beruht aber bei der Berechnung nicht auf den Originalmesswerten x_i und y_i , sondern auf deren zugehörigen Rangzahlen $R(x_i), R(y_i)$. Diese werden separat nach der Stellung der jeweiligen Beobachtung in der nach Größe geordneten Messreihe aller x und y Messwerte bestimmt. Ein Nachteil dieser Korrelationsmethode besteht darin, dass die absoluten Größen der Variablen vernachlässigt werden, was allerdings den Vorteil hat, dass die Rangkorrelation nach SPEARMAN unanfällig gegen Ausreißer ist. Die Gleichung des Korrelationskoeffizienten lautet:

Tabelle 7.1: Qualitative Beurteilung des Korrelationskoeffizienten

Korrelationskoeffizient	Beurteilung
0,0 bis 0,2	sehr gering
0,2 bis 0,5	gering
0,5 bis 0,7	mittel
0,7 bis 0,9	hoch
0,9 bis 1,0	sehr hoch

$$\rho_s = \frac{\sum_{i=1}^n (R(x_i) - R(\bar{x}))(R(y_i) - R(\bar{y}))}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (R(x_i) - R(\bar{x}))^2 \sum_{i=1}^n (R(y_i) - R(\bar{y}))^2}} \quad , wobei -1 \leq \rho_s \leq 1 \quad (7.3)$$

Voraussetzungen für die Korrelation nach SPEARMAN sind:

- Der Zusammenhang muss nur monoton (wachsend oder fallend) sein, kein linearer Zusammenhang notwendig
- Beide Merkmale sind mindestens ordinalskaliert

7.1.3 Qualitative Beurteilung des Korrelationskoeffizienten

In SCHUMACHER (1999) wird zur besseren Vergleichbarkeit der Korrelationskoeffizienten die nachfolgend wiedergegebene Tabelle zur qualitativen Einschätzung herangezogen. Eine solche Einteilung wie in Tabelle 7.1 ist zweckmäßig, da die Anzahl der Stichproben den Korrelationskoeffizienten beeinflussen.

7.1.4 Partielle und bi-partielle Korrelation

Es kann sein, dass sich eine Korrelation zwischen zwei Merkmalen X und Y nur deshalb finden lässt, weil beide Merkmale mit einem dritten Merkmal U korreliert sind. Dann spricht man von Scheinkorrelation. Die partielle Korrelation ermöglicht die Korrelation zweier Parameter ohne Einfluss eines dritten Parameters, der in Abhängigkeit zu den beiden Korrelationsparametern steht. Die Korrelation zwischen X und Y wird dann unter Partialisierung eines Merkmales U bestimmt. Die partielle Korrelation von X und Y unter Konstanthaltung von U ist gegeben als

$$\varrho_{(X,Y)/U} = \frac{\varrho_{XY} - \varrho_{XU}\varrho_{YU}}{\sqrt{(1 - \varrho_{XU}^2)(1 - \varrho_{YU}^2)}}. \quad (7.4)$$

Dabei steht ϱ für die Korrelationskoeffizienten nach PEARSON oder SPEARMAN. Korreliert X mit U und Y mit V und sind die Merkmale U und V korreliert, so beeinflusst dies die Korrelation zwischen den Merkmalen X und Y. Um die Korrelation zwischen X und Y zu schätzen kann eine bi-partielle Korrelation durchgeführt werden. Diese Korrelation hat die Form:

$$\varrho_{X/U,Y/V} = \frac{\varrho_{XY} - \varrho_{XU}\varrho_{YU} - \varrho_{XV}\varrho_{YV} + \varrho_{XU}\varrho_{UV}\varrho_{YV}}{\sqrt{(1 - \varrho_{XU}^2)(1 - \varrho_{YV}^2)}} \quad (7.5)$$

7.1.5 Multiple Korrelation

Die Multiple Korrelation ermöglicht die Korrelation eines Parameters mit mehreren Parametern gleichzeitig. Sie ist ein Maß für die Abhängigkeit eines Merkmales Y von p anderen Merkmalen $X_1, \dots, X_p$. Es wird vorausgesetzt, dass alle Merkmale in der Grundgesamtheit normalverteilt sind. Die multiple Korrelation ist definiert als die betragsmäßig größte einfache Korrelation unter den Korrelationskoeffizienten zwischen Y und allen möglichen Linearkombinationen von

$$a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_pX_p \quad (7.6)$$

mit beliebigen Gewichten $a_1, \dots, a_p$.

Für $p = 1$ wird die multiple Korrelation durch deren betraglich einfache Korrelation $r_{Y,(X_1)} = |r_{YX_1}|$ (nach PEARSON) geschätzt:

für $p = 2$ durch

$$r_{Y,(X_1,X_2)} = \sqrt{\frac{r_{YX_1}^2 + r_{YX_2}^2 - 2r_{YX_1}r_{YX_2}r_{X_1X_2}}{1 - r_{X_1X_2}^2}} \quad (7.7)$$

und für $p = 3$ durch

$$r_{Y,(X_1,X_2,X_3)} = \sqrt{\frac{a - (b + c + d)}{1 + 2r_{X_1X_2} \cdot r_{X_1X_3} \cdot r_{X_2X_3} - r_{X_1X_2}^2 - r_{X_1X_3}^2 - r_{X_2X_3}^2}} \quad (7.8)$$

$$\begin{aligned} \text{mit} \quad a &= r_{YX_1}^2 \cdot (1 - r_{X_2X_3}^2) + r_{YX_2}^2 \cdot (1 - r_{X_1X_3}^2) + r_{YX_3}^2 \cdot (1 - r_{X_1X_2}^2), \\ b &= 2r_{YX_1} \cdot r_{YX_2} \cdot (r_{X_1X_2} - r_{X_1X_3} \cdot r_{X_2X_3}), \\ c &= 2r_{YX_1} \cdot r_{YX_3} \cdot (r_{X_1X_3} - r_{X_1X_2} \cdot r_{X_2X_3}), \\ d &= 2r_{YX_2} \cdot r_{YX_3} \cdot (r_{X_2X_3} - r_{X_1X_2} \cdot r_{X_1X_3}). \end{aligned}$$

Die allgemeine matrizielle Formulierung der multiplen Korrelation für $p = n$ ist in HARTUNG (1999)¹ angegeben.

7.2 Korrelationsparameter

Für die Korrelationsuntersuchungen werden neben den folgenden schon bekannten bzw. in Kapitel 5 bestimmten Parametern

- Intensität
- Baugrundklasse
- Magnitude
- kürzeste Entfernung zur Bruchfläche
- Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) bzw. TRIFUNAC & BRADY (1975)

zwei weitere Parameter betrachtet:

- Spektralbeschleunigung (bei 3 Hz)
- maximaler Geschwindigkeitsstoß (“velocity puls”).

Es wird der Wert der Spektralbeschleunigung bei 3 Hz berechnet, da dies der Grundfrequenz des überwiegenden Gebäudetyps W1 entspricht (siehe Abschnitt 5.6.2). Der Parameter maximaler Geschwindigkeitsstoß wurde von SCHMITT (2000) zur Charakterisierung von Nahfeldeffekten entwickelt. Dieser Parameter korreliert gut mit der Bauwerksschädigung, wie die Untersuchungen von SCHMITT (2000) zeigen. Die schädigende Wirkung von Nahfeldeffekten wurde in Abschnitt 4.7 bereits diskutiert und wird hier anhand der Korrelation der Intensität mit diesem Parameter untersucht. Für die Korrelationsuntersuchungen wurden für alle 411 Komponenten die oben aufgelisteten Parameter berechnet. Die kürzeste Entfernung zur Bruchfläche ist für 20 Komponenten nicht bekannt, bei Korrelationen mit der Entfernung wurden diese Registrierungen weggelassen.

7.3 Korrelationsergebnisse und Interpretation

In Tabelle 7.2 und Tabelle 7.3 sind die Ergebnisse der Korrelation nach PEARSON bzw. SPEARMAN und die daraus berechneten partiellen Korrelationskoeffizienten dargestellt. Tabelle 7.4 gibt die aus den Korrelationskoeffizienten (nach PEARSON) berechneten multiplen

¹Achtung: In der 12. Auflage (S. 565) ist ein Vorzeichenfehler in der Formel für $p = 3$, die obige Formel ist korrekt.

Korrelationskoeffizienten an. Zu Beginn sind die Ergebnisse der einfachen Korrelationen zwischen zwei Parametern in Tabelle 7.2 aufgelistet. Die nachfolgend im Text angegebenen Korrelationskoeffizienten beziehen sich auf PEARSON.

7.3.1 Korrelationen mit der Starkbewegungsdauer

Betrachtet man die Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) - welche die "bracketed duration" verwenden, im Folgenden mit (L) gekennzeichnet - so besteht eine mittlere Korrelation sowohl mit der Magnitude (M) als auch mit der Intensität (I) und eine geringe Korrelation mit der Entfernung (D). Dieser Zusammenhang wurde auch schon bei den empirischen Auswertungen zur Erdbebendauer in Kapitel 6 festgestellt. Es besteht keine signifikante Korrelation von (L) mit der Bodenklasse (B).

Die empirische Auswertung der Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) - welche 90 % der kumulativen Signalenergie des Akzelerogramms berechnen, hier mit (T) gekennzeichnet - hat keinerlei Abhängigkeit von der Intensität gezeigt aber eine Zunahme der Starkbewegungsdauer mit größer werdender Entfernung. Die Korrelation von (T) mit (I) ist leicht negativ. Wie die partiellen Korrelationen und Abbildung 5.1 zeigen, ist dies allerdings darauf zurückzuführen, dass im Datensatz die kleineren Intensitäten überwiegend in größeren Entfernungen liegen ($r_{I,D} = -0,469$). Da die Entfernung einen Einfluss auf die Dauer (T) hat ($r_{T,D} = 0,483$), wird die Korrelation von (T) mit (I) leicht negativ. Der Korrelationskoeffizient zwischen (T) und (I) beträgt $r_{TI} = -0,204$. Die partielle Korrelation von (T) und (I) ohne den Einfluss der Entfernung (D) ergibt $rp_{TI,D} = 0,030$ (Tabelle 7.3), d. h., entfernungsunabhängig betrachtet korreliert die Intensität nicht mit der Dauer.

Da die Magnitude einen Einfluss auf die Starkbewegungsdauer hat und somit die Korrelation beeinflussen könnte, wurde die Korrelation von (T) mit (I) auch ohne Einfluss von (D) und (M) betrachtet, sie beträgt $rp_{TI,MD} = -0,145$. Dabei ist zu beachten, dass nun die Dauer im Wesentlichen nur noch durch die Bodenklasse beeinflusst wird. Da (B) mit (T) leicht positiv korreliert ($r_{B,T} = 0,222$), also die Dauer bei Lockersedimenten steigt und kleinere Intensitäten etwas häufiger auf Sediment liegen ($r_{I,B} = -0,167$), ist die Korrelation von (T) und (I) leicht negativ. Zuvor bei der Betrachtung der Korrelation von (T) und (I) ohne (D) wurde dieser Effekt durch die Magnitude kompensiert, da Beben stärkerer Magnitude eher auf Fels aufgezeichnet wurden ($r_{M,B} = -0,269$). D. h., zum einen steigt die Dauer wegen einer größeren Anzahl von Intensitäten auf Sedimentstandorten, zum anderen sind aber Beben stärkerer Magnitude mit ihrer längeren Dauer dabei weniger stark repräsentiert, da sie häufiger auf Fels aufgezeichnet wurden, was zu Reduzierung der Dauer beiträgt. Die obigen Ausführungen zeigen, dass mit einfachen Korrelationen oft nicht alle Zusammenhänge zwischen den einzelnen Parametern erkennbar sind, insbesondere wenn

der Datensatz nicht vollständig ausgewogen ist.

Zur Untersuchung der Korrelation eines Parameters mit mehreren Parametern gleichzeitig wird die multiple Korrelation verwendet. Die berechneten Korrelationskoeffizienten zeigt Tabelle 7.4. Die Strong Motion Dauer nach (L) bzw. (T) wurde mit Magnitude (M) und Entfernung (D) korreliert. Es ergeben sich mittlere Korrelationen, wobei die Korrelation mit (L) etwas besser ist.

7.3.2 Korrelationen mit der Intensität

Im Folgenden wird die Intensität betrachtet und untersucht welche seismischen Parameter besonders zur Bauwerksschädigung beitragen. Die Korrelationskoeffizienten in Tabelle 7.2 ergeben geringe bis mittlere Korrelationen der Intensität (I) mit den Parametern Magnitude (M), Entfernung (D), Starkbewegungsdauer (L), Spektralbeschleunigung (S) und maximaler Geschwindigkeitsimpuls (P). Die beste einfache Korrelation ergibt sich mit dem Parameter (S). Bei Betrachtung des Zusammenhangs von (I) mit (M) und (D) ergibt sich eine Korrelation von ($rm_{I,MD} = 0,634$) wie Tabelle 7.4 zeigt. Nimmt man bei der Korrelation als weiteren Parameter die Bodenklasse (B) hinzu, so ändert sich der Korrelationskoeffizient kaum ($rm_{I,MDB} = 0,635$). Die Korrelation von (I) mit (S) und (P) ergibt mit $rm_{I,SP} = 0,618$. Die Hinzunahme der Starkbewegungsdauer ergibt keine bessere Korrelation ($rm_{I,SPL} = 0,564$).

Nach den Ergebnissen der Korrelationsuntersuchungen mit der Intensität ist von den untersuchten Parametern die Spektralbeschleunigung der ersten Eigenperiode des Bauwerkes (S) der beste Schadenparameter. Bei den hier untersuchten starken Erdbeben ist der zur Beschreibung von Nahfeldeffekten entwickelte Parameter (P) - der maximale Geschwindigkeitsstoß - ebenfalls ein schadencharakterisierender Wert. Die multiple Korrelation von (I) mit (S) und (P) liegt im mittleren Bereich. Hohe Korrelationen werden nicht erreicht.

7.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

In diesem Kapitel wurden Korrelationsuntersuchungen zwischen verschiedenen seismischen Parametern durchgeführt. Die Ergebnisse der Korrelationen zur Starkbewegungsdauer haben die Ergebnisse der empirischen Auswertungen der Starkbewegungsdauer in Kapitel 6 bestätigt. Beide Definitionen der Starkbewegungsdauer (L und T) hängen von der Magnitude und der Entfernung ab, wobei die Dauer (T) im Gegensatz zu (L) mit größerer Entfernung zunimmt. Die Abhängigkeit der Starkbewegungsdauer von der Baugrundklasse ist sehr gering bis gering. Es zeigt sich auch hier, dass die Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Zusammenhang mit der Intensität steht (mittlere Korrelation), während keine Korrelation der Intensität mit der normierten Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC

& BRADY (1975) erkennbar ist.

Die Intensität ist ein integrales Schadensmaß und durch viele Parameter beeinflusst. Dennoch ist die Spektralbeschleunigung schon ein recht guter Schadensparameter. Werden starke, herdnahe Erdbeben betrachtet und wird die Spektralbeschleunigung mit dem Parameter maximaler Geschwindigkeitsstoß kombiniert, so ergeben sich mit der Intensität noch etwas bessere Korrelationen.

Tabelle 7.2: Einfache Korrelation: Korrelationskoeffizient (r) nach PEARSON bzw. SPEARMAN

Korrelationskoeffizienten nach PEARSON								
	I	B	M	D	L	T	P	S
I	1,000	-0,167	0,426	-0,469	0,521	-0,204	0,493	0,544
B		1,000	-0,269	0,067	0,022	0,222	-0,064	-0,036
M			1,000	0,002	0,590	0,273	0,460*	0,292
D				1,000	-0,371	0,483	-0,384	-0,574
L					1,000	0,167	0,580	0,505
T						1,000	0,033	-0,427
P							1,000	0,419
S								1,000

Korrelationskoeffizienten nach SPEARMAN								
	I	B	M	D	L	T	P	S
I	1,000	-0,172	0,442	-0,475	0,470	-0,202	0,604	0,554
B		1,000	-0,241	0,101	0,005	0,209	-0,052	-0,005
M			1,000	-0,030	0,597	0,241	0,670*	0,309
D				1,000	-0,315	0,510	-0,398	-0,628
L					1,000	0,153	0,654	0,544
T						1,000	0,038	-0,479
P							1,000	0,579
S								1,000

* = Korrelationskoeffizient nach SPEARMAN unterscheidet sich deutlich von dem nach PEARSON

I = Intensität am Standort (MMI)

B = Bodenklasse

M = Magnitude (M_W)

D = kürzeste Entfernung zur Bruchfläche

L = Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) (bracketed duration)

T = Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) (90 % kumulative Signalenergie)

P = maximaler Geschwindigkeitsstoß ("velocity puls")

S = Spektralbeschleunigung der Grundfrequenz (S_a (3 Hz))

Tabelle 7.3: Partielle Korrelation (ohne Einfluss weiterer Parameter): Korrelationskoeffizienten (rp) mit PEARSON bzw. SPEARMAN

PEARSON		SPEARMAN	
$rp_{TI,D} = 0,030$	$rp_{LI,D} = 0,423$	$rp_{TI,D} = 0,054$	$rp_{LI,D} = 0,383$
$rp_{TI,M} = -0,368$	$rp_{LI,M} = 0,369$	$rp_{TI,M} = -0,354$	$rp_{LI,M} = 0,286$
$rp_{TI,B} = -0,173$	$rp_{LI,B} = 0,532$	$rp_{TI,B} = -0,172$	$rp_{LI,B} = 0,478$
$rp_{TM,D} = 0,311$	$rp_{LM,D} = 0,636$	$rp_{TM,D} = 0,297$	$rp_{LM,D} = 0,620$
$rp_{TM,B} = 0,354$	$rp_{LM,B} = 0,619$	$rp_{TM,B} = 0,307$	$rp_{LM,B} = 0,617$
$rp_{TM,I} = 0,406$	$rp_{LM,I} = 0,477$	$rp_{TM,I} = 0,375$	$rp_{LM,I} = 0,492$
$rp_{TD,M} = 0,501$	$rp_{LD,M} = -0,461$	$rp_{TD,M} = 0,533$	$rp_{LD,M} = -0,371$
$rp_{TD,B} = 0,482$	$rp_{LD,B} = -0,373$	$rp_{TD,B} = 0,503$	$rp_{LD,B} = -0,317$
$rp_{TD,I} = 0,449$	$rp_{LD,I} = -0,168$	$rp_{TD,I} = 0,481$	$rp_{LD,I} = -0,118$
$rp_{TB,M} = 0,319$	$rp_{LB,M} = 0,233$	$rp_{TB,M} = 0,284$	$rp_{LB,M} = 0,192$
$rp_{TB,D} = 0,217$	$rp_{LB,D} = 0,051$	$rp_{TB,D} = 0,184$	$rp_{LB,D} = 0,039$
$rp_{TB,I} = 0,194$	$rp_{LB,I} = 0,129$	$rp_{TB,I} = 0,181$	$rp_{LB,I} = 0,099$
$rp_{IM,D} = 0,484$		$rp_{IM,D} = 0,487$	
$rp_{MB,D} = -0,270$		$rp_{MB,D} = -0,239$	
$rp_{DM,B} = 0,021$		$rp_{DM,B} = -0,006$	
$rp_{TI,MD} = -0,145$	$rp_{LI,MD} = 0,171$	$rp_{TI,MD} = -0,109$	$rp_{LI,MD} = 0,119$
$rp_{TM,BD} = 0,393$	$rp_{LM,BD} = 0,676$	$rp_{TM,BD} = 0,358$	$rp_{LM,BD} = 0,649$
$rp_{TD,MB} = 0,507$	$rp_{LD,MB} = -0,492$	$rp_{TD,MB} = 0,530$	$rp_{LD,MB} = -0,398$

Zur Erläuterung der Kürzel siehe Tabelle 7.2

Zur Erläuterung der Indizes:

rp = partieller Korrelationskoeffizient. Vor dem Komma stehen die beiden korrelierten Parameter, nach dem Komma stehen die Parameter deren Einfluss ausgenommen wird. Z. B. Index "TI,MD" bedeutet Korrelation von T mit I ohne den Einfluss von M und D.

Tabelle 7.4: Multiple Korrelationskoeffizienten (rm)

Multiple Korrelation mit zwei weiteren Parametern	
$rm_{T,MD} = 0,555$	$rm_{L,MD} = 0,698$
$rm_{I,MD} = 0,634$	$rm_{I,SP} = 0,618$
Multiple Korrelation mit drei weiteren Parametern	
$rm_{I,SPL} = 0,564$	$rm_{I,MDB} = 0,635$

Zur Erläuterung der Kürzel siehe Tabelle 7.2

Zur Erläuterung der Indizes:

rm = multipler Korrelationskoeffizient. Vor dem Komma steht der betrachtete Parameter, nach dem Komma stehen weitere Parameter mit denen der erste Parameter korreliert wird. Z. B. Index “I,MD” bedeutet Korrelation der Intensität mit Magnitude und Distanz gleichzeitig.

8 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde im Hinblick auf die ingenieurmäßige Bemessung von Bauwerken gegen Erdbebeneinwirkungen der Zusammenhang zwischen der makroseismischen Intensität, Antwortspektren und Parametern wie Magnitude, Entfernung, Untergrund und Erdbebendauer sowie der Bauwerksvulnerabilität untersucht. Dazu wurden Antwortspektren in Abhängigkeit von der lokalen Intensität und den lokalen Untergrundbedingungen ausgewertet. Im Untersuchungsgebiet Kalifornien wurden insgesamt 411 Horizontalkomponenten aus Strong Motion Registrierungen von neun Erdbeben ausgewählt. Vor den Auswertungen waren zu jeder Registrierung zunächst Informationen wie Magnitude, Entfernung und Untergrundbedingungen zusammenzustellen. Für jeden Standort wurde eine Baugrundklasse bestimmt und eine Klassifizierung nach geologischen Untergrundbedingungen durchgeführt. Makroseismische Informationen über die Schütterwirkung jedes der Erdbeben ermöglichte die Zuordnung eines lokalen Intensitätswertes zu jeder Registrierung entsprechend der dem Standort nächstliegenden Beobachtungen. Die lokalen Intensitäten waren vom USGS anhand von Bauwerksschäden bestimmt worden. Nach der Zusammenstellung aller Daten wurden Programme und Skripte zur automatisierten Auswertung der Strong Motion Registrierungen erstellt. Aus den Registrierungen wurden Antwortspektren berechnet und nach gewünschten Kriterien wie Intensität, Untergrund etc. ausgewählt, um anschließend den Median der Spektralbeschleunigungen sowie Fraktilwerte zu bestimmen. Ergänzend zu der empirischen statistischen Auswertung erfolgten bodendynamische Berechnungen. Ein vermuteter Zusammenhang zwischen intensitätsbasierten Antwortspektren und der Bauwerksvulnerabilität wurde überprüft und diskutiert.

Zur Berechnung von spektrumkompatiblen, synthetischen Zeitverläufen wurde eine Starkbewegungsdauer (“strong motion duration”) benötigt. Dazu wurden die Strong Motion Registrierungen nach verschiedenen Definitionen der Starkbewegungsdauer ausgewertet, um die Eignung der jeweiligen Definition im Zusammenhang mit der Anwendung von intensitätsbasierten Antwortspektren zu untersuchen. Abschließend wurden Korrelationsuntersuchungen zwischen den verschiedenen Parametern durchgeführt. Dabei wurden auch partielle und multiple Korrelationen eingesetzt, um den Einfluss weiterer Parameter erfassen zu können. Die Korrelationsuntersuchungen sind fokussiert auf die Starkbewegungsdauer und die Bauwerksschädigung in Form der Intensität. Durch die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen ergaben sich Erkenntnisse die im Folgenden zusammengefasst dargestellt werden.

Die Auswertung der Antwortspektren nach Intensitäten und die Berechnung der Mediane der Spektralbeschleunigungen erfolgten für verschiedene Untergrundbedingungen. Hinsichtlich der Baugrundklasse konnte keine Abhängigkeit der Antwortspektren festgestellt werden. Es ist anzunehmen, dass der Parameter Intensität die Unterschiede des Untergrundes gewissermaßen enthält. Die bei einigen Abbildungen zu sehenden Unterschiede zwischen verfestigten Sedimenten und Lockersedimenten sind nicht bei allen Antwortspektrenausswertungen erkennbar und auch teilweise gegenläufig. Die Gründe hierfür liegen vermutlich in zu kleinen Stichproben der Auswertung und bzw. oder der Schwierigkeit einer klaren Trennung beider Sediment-Bodenklassen. Zum einen ist der Übergang zwischen der Klasse B (verfestigte Sedimente) und der Klasse C (Lockersedimente) fließend, zum anderen sind die Baugrundverhältnisse an einigen Registrierstationen nur wenig genau bekannt. Eine Unterscheidung zwischen den Antwortspektren für Fels und Sediment ist ebenfalls nicht begründbar, die Anzahl der Registrierungen auf felsigem Untergrund ist allerdings gering.

Zur Untersuchung ob die Sedimenttiefe einen signifikanten Einfluss auf die Spektralampplituden der empirischen Median-Antwortspektren hat, wurden zusätzlich zu den Baugrundklassen geologische Klassen definiert. Das Kriterium für die Klasseneinteilung ist die Tiefe bis zur Felsbasis. Die Auswertungen zeigten keinen erkennbaren Einfluss der Sedimentmächtigkeit auf die Spektralbeschleunigungen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass intensitätsbezogene Antwortspektren für solche Untersuchungen nicht sehr geeignet sind.

Ergänzend zu den empirischen Auswertungen wurden exemplarisch bodendynamische Berechnungen durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten linear-äquivalent im Frequenzbereich an einem eindimensionalen Schichtenmodell mit horizontal polarisierter Scherwelle. Dazu wurde an der Felsbasis (Halbraum) ein Beschleunigungszeitverlauf angesetzt und die Beschleunigungen vom Fels an die Geländeoberfläche (Freifeld) "hochgerechnet". Die berechneten Antwortspektren an der Geländeoberkante auf Sediment zeigen die typisch höheren Spektralbeschleunigungen. Im Gegensatz zu den empirischen Auswertungen sind hier deutliche Unterschiede zwischen verfestigten Sedimenten (BK B) und Lockersedimenten (BK C) zu erkennen. Das Modell der Bodenklasse C ergab bis zu etwa 10 Hz höhere Spektralbeschleunigungen gegenüber der Bodenklasse B. Linear-äquivalente Berechnungen mit frequenzunabhängiger Dämpfung können bei höheren Frequenzen zu einer Unterschätzung der Spektralampplituden führen. Daher lassen diese Berechnungen auch keine Interpretation über den Einfluss der hochfrequenten Dämpfung in tiefen Sedimenten zu.

In einem Vergleich der hier ermittelten empirischen Median-Antwortspektren mit Vulnerabilitätsuntersuchungen aus der US-amerikanischen Studie HAZUS konnte ein Zusammenhang zwischen den intensitätsbezogenen Antwortspektren und der Bauwerksschädigung gefunden werden. Dazu wurden in die Kurven der hier ausgewerteten Antwortspektren charakteristische Werte aus den Fragilitäts- und Pushover-Kurven für verschiedene Schädigungsstufen und Gebäudetypen der HAZUS Studie eingetragen. Es zeigte sich eine

erstaunlich gute Übereinstimmung der empirisch ermittelten Spektralamplituden mit den berechneten Amplituden aus der HAZUS Studie für den im Untersuchungsgebiet überwiegend vorherrschenden Gebäudetyp (eingeschossige Holzbauten). Erklärbar ist dieser Zusammenhang dadurch, dass über 90% der Gebäude diesem Typ entsprechen und die ausgewerteten Intensitäten (≥ 6) anhand von Gebäudeschäden bestimmt wurden. Die Bauweisen in einer Region können demnach einen deutlichen Einfluss auf das Amplitudenniveau intensitätsbezogener Antwortspektren haben. Vor diesem Hintergrund sind auch die Unterschiede eines gezeigten Vergleichs der Antwortspektren der hier ausgewerteten kalifornischen Registrierungen mit einer Auswertung europäischer Registrierungen erklärbar. Die auf den europäischen Registrierungen basierenden Antwortspektren zeigen bei gleicher Standortintensität wesentlich geringere Spektralbeschleunigungen. Bezogen auf das Amplitudenniveau unterscheiden sich die Antwortspektren um 1,5 bis 2 Intensitäten! Es ist anzunehmen, dass dies im Wesentlichen auf die unterschiedlichen Bauweisen in Europa (vorwiegend Steinbauten) und in Kalifornien (vorwiegend Holzbauten) zurückzuführen ist. Die in den beiden Regionen verwendeten Intensitätsskalen sind als gleichwertig anzusehen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden für alle Registrierungen auch Starkbewegungsdauern nach verschiedenen Definitionen ausgewertet, um deren Anwendbarkeit im Zusammenhang mit der Verwendung von makroseismischen Intensitäten zu untersuchen. Es hat sich gezeigt, dass die normierten Definitionen von TRIFUNAC & BRADY (1975) und KAWASHIMA & AIZAWA (1989) nicht verwendet werden sollten, falls die Erdbebengefährdung durch die Intensität beschrieben wird. In diesem Fall eignet sich die nicht normierte "bracketed duration" nach PAGE ET AL. (1972) bzw. BOLT (1973) zur Ermittlung der Strong Motion Dauer des Bemessungserdbebens besser. Die Starkbewegungsdauer der normierten Definitionen ist unabhängig von der Intensität. Sind Angaben zur Magnitude und Entfernung bekannt, so eignen sich alle drei Definitionen zur Ermittlung der Starkbewegungsdauer. Dann sollte die Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) oder PAGE ET AL. (1972) bzw. BOLT (1973) vorzugsweise verwendet werden.

Abschließend wurden Korrelationsuntersuchungen mit verschiedenen seismischen Parametern, welche aus den Registrierungen der 411 Horizontalkomponenten berechnet wurden, durchgeführt. Die Schlussfolgerungen zur Anwendbarkeit der Starkbewegungsdauer bei der Verwendung von Intensitäten wurden durch die Korrelationen bestätigt. Die Intensität ist ein integrales Schadensmaß und wird durch viele Parameter beeinflusst. Dennoch ist die Spektralbeschleunigung - wie die Korrelationen zeigen - ein brauchbarer Indikator für die Intensität bzw. Schädigung. Werden starke, herdnahe Erdbeben betrachtet, und wird die Spektralbeschleunigung mit dem Parameter "maximaler Geschwindigkeitsstoß" (siehe Abschnitt 7.2) kombiniert, so ergeben sich mit der Intensität verbesserte Korrelationen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen bestätigen die bereits bekannten Zusammenhänge, dass bei der Anwendung von intensitätsbasierten Antwort-

spektren immer auch der interessierende Magnituden- und Entfernungsbereich mit berücksichtigt werden sollte. Eine rein intensitätsbasierte Betrachtung ist nicht hinreichend zur Charakterisierung der spektralen Form des Antwortspektrums über einen breiten Frequenzbereich.

Als Erkenntnis aus dieser Arbeit ergab sich, dass eine Unterscheidung bezüglich des Untergrundes bei intensitätsbasierten Antwortspektren keinen Sinn macht. Erstmalig konnte auch gezeigt werden, dass die Intensitäten stark von der Bauwerksvulnerabilität abhängen können, und dies den großen Unterschied im Spektralamplitudeniveau empirischer Auswertungen zwischen Kalifornien und Mitte-Ost-USA oder Europa erklärt. Bei der Anwendung von Intensitäten zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung sollte daher unbedingt darauf geachtet werden, dass die Bauweisen in der betrachteten Standortregion und die Bauweisen in der der Auswertung zugrunde liegenden Region ähnlich sind. Eine weitere Erkenntnis ist, dass nicht alle Formeln zur Berechnung der Starkbewegungsdauer bedenkenlos von einer magnitudenbezogenen Auswertung auf eine intensitätsbezogene Auswertung übertragen werden können. Falls die Erdbebeneinwirkung durch die Intensität beschrieben wird, eignen sich normierte Definitionen der Starkbewegungsdauer - wie die von TRIFUNAC & BRADY (1975) und KAWASHIMA & AIZAWA (1989) - nicht. In diesem Fall eignet sich die Definition nach PAGE ET AL. (1972) bzw. BOLT (1973). Die Korrelationsuntersuchungen bestätigen die bei den Auswertungen gefundenen Zusammenhänge zur Starkbewegungsdauer. Für die Intensität ergaben sich mittlere Korrelationen mit der Spektralbeschleunigung im bauwerksrelevanten Bereich und dem Parameter "maximaler Geschwindigkeitsstoß".

Abbildungsverzeichnis

3.1	Intensitäts- und untergrundabhängige Antwortspektren aus HOSSER (1987)	23
3.2	Antwortspektren in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (LEY- DECKER 2005)	27
3.3	Antwortspektren aus LEYDECKER (2005) in Abhängigkeit von der Intensi- tät, untergrundunabhängig	28
3.4	Antwortspektren aus ATKINSON & SONLEY (2000) in Abhängigkeit von der Intensität	29
3.5	Spektralbeschleunigungen aus ATKINSON & SONLEY (2000), FAENZA & MICHELINI (2011) und KAKA & ATKINSON (2004) in Abhängigkeit von der Intensität	31
4.1	Entfernungen zum Erdbebenherd	37
4.2	Entfernung nach JOYNER & BOORE (1981)	38
4.3	Vergleich verschiedener Erdbeben in Abhängigkeit von Magnitude und Ent- fernung	39
4.4	Vergleich verschiedener Untergrundbedingungen: Fels und Sediment	40
4.5	Beispiel für Nahfeldeffekte im Zeitverlauf	41
4.6	Schematische Darstellung der Definition des maximalen Geschwindigkeits- stoßes; aus: SCHMITT (2000)	42
5.1	Verteilung von Intensität, Magnitude, Entfernung und Bodenklasse	47
5.2	Vergleich verschiedener Intensitätszuordnungen	50
5.3	Antwortspektren für die Intensität 6 und verschiedene Baugrundklassen	54
5.4	Antwortspektren für die Intensität 7 und verschiedene Baugrundklassen	54
5.5	Antwortspektren für die Intensität 8 und verschiedene Baugrundklassen	55
5.6	Antwortspektren für die Intensität 9 und verschiedene Baugrundklassen	55
5.7	Energieantwortspektren in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse	56
5.8	Antwortspektren für die Intensität 6 und bei Unterscheidung zwischen Fels (BK (A)) und Sediment (BK (B) und (C))	57
5.9	Antwortspektren für die Intensität 7 und bei Unterscheidung zwischen Fels (BK (A)) und Sediment (BK (B) und (C))	57
5.10	Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität, untergrundunabhängig	58

5.11 Vergleich von empirischen Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität bei Unterscheidung zwischen flachen und tiefen Sedimenten	59
5.12 Vergleich von empirischen Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität und der Baugrundklasse bei Unterscheidung zwischen flachen und tiefen Sedimenten	60
5.13 Synthetischer Zeitverlauf und Zielspektrum für Fels nach DIN 4149	61
5.14 Freifeldantwortspektren als Ergebnisse der 1D-Konvolutionsrechnungen für Untergrundkombinationen nach DIN 4149	62
5.15 Vergleich der Kombinationen B-S125 und C-S125 aus Abbildung 5.14	62
5.16 Vergleich der Mediane von Antwortspektren verschiedener Magnitudenbereiche bei gleicher Intensität	64
5.17 Vergleich der Mediane von Antwortspektren verschiedener Magnitudenbereiche	64
5.18 Vergleich der Mediane von Antwortspektren für jeweils ein Erdbebenereignis und Registrierungen in verschiedenen Entfernungen zur Bruchfläche bei gleicher Standortintensität	65
5.19 Kapazitätskurve eines Gebäudes und charakteristische Kapazitätspunkte	69
5.20 Beispiel AD-Diagramm (aus HAZUS 2003c)	70
5.21 Beispiel für eine Fragilitätskurve	71
5.22 Beschreibung der einzelnen Schadensgrade für Typ W1 (aus HAZUS 2003c)	72
5.23 Gebäude Typ W1: Kapazitätskurve und struktureller Schadensgrad	73
5.24 Vergleich der intensitätsbezogenen Antwortspektren und Schädigungsstufen für Typ W1	75
5.25 Vergleich der intensitätsbezogenen Antwortspektren und Schädigungsstufen für verschiedene Bauwerkstypen aus HAZUS	76
5.26 Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit der Auswertung von ATKINSON & SONLEY (2000)	77
5.27 Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit einer Auswertung europäischer Registrierungen (LEYDECKER 2005) für die Intensität 7	79
5.28 Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit einer Auswertung europäischer Registrierungen (LEYDECKER 2005) für die Intensität 8	79
5.29 Vergleich der hier durchgeführten Strong Motion Auswertung mit einer Auswertung europäischer Registrierungen (LEYDECKER 2005)	80
6.1 Energieverlauf einer Aufzeichnung des Bebens von Erzincan/Türkei am 13.03.1992	82
C.1 Makroseismische Karte Sierra Madre 28.06.1991	151

C.2	Makroseismische Karte Northridge 17.01.1994	152
C.3	Makroseismische Karte Landers 28.06.1992	153
C.4	Makroseismische Karte Cape Mendocino 25.04.1992	154
C.5	Makroseismische Karte Loma Prieta 18.10.1989	155
C.6	Makroseismische Karte Superstition Hills (B) 24.11.1987	156
C.7	Makroseismische Karte Whittier Narrows 01.10.1987	157
C.8	Makroseismische Karte North Palm Springs 08.07.1986	158
C.9	Makroseismische Karte San Fernando 09.02.1971	159
D.1	Antwortspektren für die Intensität 6 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen.	162
D.2	Antwortspektren für die Intensität 7 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen.	163
D.3	Antwortspektren für die Intensität 8 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen.	164
D.4	Antwortspektren für die Intensität 9 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen.	165
D.5	Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität, untergrundunabhängig (Mischklasse A,B,C). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen.	166
E.1	Scherwellengeschwindigkeitsprofile für Baugrundklasse B und verschiedene Sedimenttiefen	169
E.2	Scherwellengeschwindigkeitsprofile für Baugrundklasse C und verschiedene Sedimenttiefen	171

Tabellenverzeichnis

3.1	Klassifizierung des Untergrundes nach physikalischen Materialparametern nach BERCKHEMER & KOPERA (1983); in: HOSSER (1987)	22
3.2	Anzahl der Registrierungen horizontaler Komponenten der Spektrenauswertung in HOSSER (1987) nach Intensitäts- und Baugrundklasse	24
3.3	Anzahl der Registrierungen horizontaler Komponenten der BGR Spektrenauswertung (LEYDECKER, 2005) nach Intensitäts- und Baugrundklasse . . .	26
5.1	Verwendete Erdbeben für die Auswertung der Strong Motion Registrierungen	48
5.2	Baugrundklassen für die Auswertung der Strong Motion Registrierungen . .	51
5.3	Geologische Klassen für die Auswertung der Strong Motion Registrierungen	51
5.4	Anzahl ausgewerteter Komponenten je Intensitäts- und Baugrundklasse . .	52
5.5	Typ W1: Fließgrenze und charakteristische Punkte der Kapazitätskurve und Fragilitätswerte	74
6.1	Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen	85
6.2	Starkbewegungsdauer (für 10% PGA) nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen	85
6.3	Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Intensität und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen	85
6.4	Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten der Registrierungen je Gruppe zu den Tabellen 6.1 bis 6.3	85
6.5	Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Magnitude und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen	86
6.6	Starkbewegungsdauer nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Magnitude und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen	86
6.7	Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Magnitude und Baugrundklasse (A, B, C) mit Angabe der Standardabweichungen	86

6.8	Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten der Registrierungen je Gruppe zu den Tabellen 6.5 bis 6.7	86
6.9	Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Baugrundklasse (A, B, C), Entfernung (closest to fault rupture) und für zwei Magnitudenbereiche	88
6.10	Starkbewegungsdauer nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Baugrundklasse (A, B, C), Entfernung (closest to fault rupture) und für zwei Magnitudenbereiche	88
6.11	Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Baugrundklasse (A, B, C), Entfernung (closest to fault rupture) und für zwei Magnitudenbereiche	88
6.12	Anzahl der ausgewerteten Einzelkomponenten der Registrierungen je Gruppe zu den Tabellen 6.9 bis 6.11	88
6.13	Starkbewegungsdauer nach TRIFUNAC & BRADY (1975) in Abhängigkeit von Intensität, Entfernung (closest to fault rupture) und Baugrundklasse (A, B, C)	89
6.14	Starkbewegungsdauer nach KAWASHIMA & AIZAWA (1989) in Abhängigkeit von Intensität, Entfernung (closest to fault rupture) und Baugrundklasse (A, B, C)	90
6.15	Starkbewegungsdauer nach PAGE ET AL. (1972) in Abhängigkeit von Intensität, Entfernung (closest to fault rupture) und Baugrundklasse (A, B, C)	91
6.16	Anzahl ausgewerteter Horizontalkomponenten je Gruppe zu den Tabellen 6.13 bis 6.15	92
6.17	Abhängigkeiten der Starkbewegungsdauer von Erdbebenstärke, Bodenklasse und Entfernung	93
7.1	Qualitative Beurteilung des Korrelationskoeffizienten	97
7.2	Einfache Korrelation: Korrelationskoeffizient (r) nach PEARSON bzw. SPEARMAN	103
7.3	Partielle Korrelation (ohne Einfluss weiterer Parameter): Korrelationskoeffizienten (r_p) mit PEARSON bzw. SPEARMAN	104
7.4	Multiple Korrelationskoeffizienten (r_m)	105
E.1	EERA Eingabe - Bodenprofile mit Baugrundklasse B	168
E.2	EERA Eingabe - Bodenprofile mit Baugrundklasse C	170
F.1	Registrierungen Northridge 17.01.1994	174
F.1	Registrierungen Northridge 17.01.1994	175
F.2	Stationen Northridge 17.01.1994	176
F.2	Stationen Northridge 17.01.1994	177

F.3	Registrierungen Landers 28.06.1991	178
F.4	Stationen Landers 28.06.1991	178
F.5	Registrierungen Loma Prieta 18.10.1989	178
F.5	Registrierungen Loma Prieta 18.10.1989	179
F.6	Stationen Loma Prieta 18.10.1989	179
F.6	Stationen Loma Prieta 18.10.1989	180
F.7	Registrierungen Cape Mendocino 25.04.1992	180
F.8	Stationen Cape Mendocino 25.04.1992	180
F.8	Stationen Cape Mendocino 25.04.1992	181
F.9	Registrierungen North Palm Springs 08.07.1986	181
F.10	Stationen North Palm Springs 08.07.1986	181
F.11	Registrierungen San Fernando 09.02.1971	182
F.12	Stationen San Fernando 09.02.1971	182
F.13	Registrierungen Sierra Madre 28.06.1991	183
F.14	Stationen Sierra Madre 28.06.1991	183
F.15	Registrierungen Superstition Hills (B) 24.11.1987	183
F.16	Stationen Superstition Hills (B) 24.11.1987	183
F.17	Registrierungen Whittier Narrows 01.10.1987	184
F.17	Registrierungen Whittier Narrows 01.10.1987	185
F.18	Stationen Whittier Narrows 01.10.1987	185
F.18	Stationen Whittier Narrows 01.10.1987	186
F.18	Stationen Whittier Narrows 01.10.1987	187

Literaturverzeichnis

- [ABRAHAMSON, N & W.J. SILVA (1997)] Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes. – Seismological Research Letters Vol. 68, No. 1.
- [AMBRASEYS N.N. & R. BILHAM (2003)] Reevaluated Intensities for the Great Assam Earthquake of 12 June 1897, Shillong, India. – Bulletin of the Seismological Society of America, 93(2), pp. 655-673, April 2003.
- [AMBRASEYS ET AL. (2005)] AMBRASEYS, N.N., DOUGLAS, J., SARMA, S. K. & P. M. SMIT: Equations for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Europe and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration. – Bulletin of Earthquake Engineering 3(1), pp. 1-53.
- [AMBRASEYS, N.N. & J. DOUGLAS (2003)] Near-field horizontal and vertical earthquake ground motions. – Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) 1-18; Elsevier Science Ltd.
- [ARAS, B. (1998)] Korrelationsstudie zwischen seismischen Parametern und Schadensindikatoren. – Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen, 1998.
- [ATKINSON, G.M. & E. SONLEY (2000)] Empirical Relationships between Modified Mercalli Intensity and Response Spectra. – Bulletin of the Seismological Society of America, 90(2), pp. 537-544, April 2000.
- [ATKINSON, G.M. & S.I. KAKA (2007)] Relationships between Felt Intensity and Instrumental Ground Motion in the Central United States and California. – Bulletin of the Seismological Society of America, 97(2), pp. 497-510.
- [BARDET ET AL. (2000)] BARDET, J. P., ICHII, K., & C.H. LIN: EERA. A Computer Program for Equivalent-Linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits. – University of Southern California, Department of Civil Engineering, August 2000.

- [BAZZURRO ET AL. (2004)] BAZZURRO, P., SJOBERG, B., LUCO, N., SILVA, W. & R. DARRAGH: Effects of Strong Motion Processing Procedures on Time Histories, Elastic and Inelastic Spectra. – presented at: Invited Workshop on Strong Motion Record Processing, convened by: The Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems (COSMOS), Richmond, CA, May 26-27, 2004. (<http://www.cosmos-eq.org/recordProcessingPapers.html>).
- [BERCKHEMER, H. & J. KOPERA (1983)] Vergleich verschiedener Untergrundklassifizierungen. – In: IfBt-Abschlussbericht (1983): Realistische seismische Lastannahmen für bauliche Anlagen mit erhöhtem Sekundärrisiko, Anhang 4. Institut f. Bautechnik, Berlin, 236 ff. (Aktenzeichen IV/1-5-377/82); Berlin.
- [BERGE-THIERRY ET AL. (2003)] BERGE-THIERRY, C., COTTON, F., SCOTTI, O., GRIOT-POMMERA, G.-A. & Y. FUKUSHIMA: New empirical response spectral attenuation laws for moderate European earthquakes. – Journal of Earthquake Engineering 7(2), 193-222.
- [BOLT, B.A. (1973)] Duration of Strong Ground Motion. – Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
- [BOLT, B.A. & N. ABRAHAMSON (2003)] Estimation of Strong Seismic Ground Motions. – International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology, Vol. 81B, ISBN: 0-12-440658-0
- [BOMMER, J.J. & J. DOUGLAS (2004)] Record Processing Methods Utilized by Networks. – presented at: Invited Workshop on Strong Motion Record Processing, convened by: The Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems (COSMOS), Richmond, CA, May 26-27, 2004. (<http://www.cosmos-eq.org/recordProcessingPapers.html>).
- [BOZORGIA, Y. & V.V. BERTERO (2004)] Earthquake Engineering - From Seismology to Performance-Based Engineering. 1152 p., CRC Press, 1 edition (March 26, 2004), ISBN-13: 978-0849314391.
- [BRÜSTLE, W. & J. SCHWARZ (2002)] Untergrundabhängige Bemessungsspektren für den Entwurf einer neuen deutschen Erdbebenbaunorm DIN 4149, in: Meskouris, K. and Hinzen, K.-G. (Hrsg.) (2002): Schutz von Bauten gegen natürliche und technische Erschütterungen, DGEb-Publikation Nr. 11, Aachen, ISBN: 3-930108-07-0, S. 3-13, 2002.
- [CAMPBELL, K.W. & Y. BOZORGIA (2003)] Updated Near-Source Ground-Motion (Attenuation) Relations for the Horizontal and Vertical Components of Peak Ground Acceleration and Acceleration Response Spectra. – Bulletin of the Seismological Society of America, 93(1), pp. 314-331.

- [DEWEY ET AL. (2001)] DEWEY, J.W., WALD, D.J., DENGLER, L., & M. HOPPER: Macroseismic intensity in the internet age, Problems in Lithosphere Dynamics and Seismicity, Computational Seismology, v. 32, p. 74 - 80.
- [ELENAS, A. & K. MESKOURIS (2001)] Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures. – Engineering Structures 23 (2001) 698-704, Elsevier.
- [EMS (1998)] European Macroseismic Scale 1998. - European Seismological Commission - Grünthal, G., Musson, R.M.W., Schwarz, J. & M. Stucchi (eds.) – Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Sismologie. Vol. 15, 99 pp. Conseil de l'Europe, Luxembourg. ESC Working Group "Macroseismic Scales", Editor G. Grünthal, GfZ Potsdam, Luxembourg 1998.
- [FAENZA L. & A. MICHELINI (2011)] Regression analysis of MCS intensity and ground motion spectral accelerations (SAs) in Italy. – Geophysical Journal International, 186(3), pp. 1415–1430.
- [FURUMOTO ET AL. (2000)] FURUMOTO, Y., SUGITO, M. & A. YASHIMA: Frequency Dependent Equivalent-Linearized Technique for FEM Response Analysis of Ground. – Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000.
- [GEM (2010)] CUA, G., WALD, D.J., ALLEN, T.I., GARCIA, D., WORDEN, C.B., GERSTENBERGER, M., LIN, K. & K. MARANO: "Best Practice" for Using Macroseismic Intensity and Ground Motion Intensity Conversion Equations for Hazard and Loss Models in GEM1. – GEM Technical Report 2010-4, www.globalquakemodel.org, 2010.
- [GISLER ET AL. (2004)] GISLER, M., FÄH, D. & R. SCHIBLER: Revising macroseismic data in Switzerland: The December 20, 1720 earthquake in the region of Lake Constance. – Journal of Seismology, 8, 2, 179-192.
- [GÖBEL, I. & R. PFEIFFER (2002)] OPTOSIM, Version 2.0 - Erzeugung und Auswahl spektrumkompatibler künstlicher Zeitreihen. Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover.
- [GUTENBERG, B. & C.F. RICHTER (1956)] Magnitude and Energy of Earthquakes – Ann. di Geofis, 9, 1-15.
- [HARTUNG, J. (1999)] Statistik - Lehr und Handbuch der angewandten Statistik, 12. Auflage, ISBN: 3-486-24984-3, Oldenburg, 1999.
- [HAZUS (2003A)] HAZUS MH MR4, Technical Manual. – Federal Emergency Management Agency, 2003.

- [HAZUS (2003B)] HAZUS MH MR4, User Manual. – Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [HAZUS (2003C)] HAZUS MH MR1, Advanced Engineering Building Module - Technical and User's Manual. – Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [HINZEN, K.-G. (1997)] Hinweise auf das Beben im Sauerland im Jahre 1348. – in: HENGER, M. & LEYDECKER, G. (EDS.) (1997): Erdbeben in Deutschland 1992, ISBN 3-510-95808-X, BGR, Hannover.
- [HOSSER, D. (1987)] Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke - Ergebnisse einer interdisziplinären Forschungsarbeit. – Bauingenieur 62, 567-574, Springer Verlag.
- [HOSSER, D., KEINTZEL, E. & G. SCHNEIDER (1991)] Seismische Eingangsgrößen für die Berechnung von Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Harmonisierung europäischer Baubestimmungen, Eurocode 8 - Erdbeben. – Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie.
- [HUSID, R.L. (1969)] Analisis de Terremoros: Analisis General, Revista del IDIEM, Vol. 8, No. 1, pp. 21-42, 1969.
- [IFBT-ABSCHLUSSBERICHT (1983)] (Hosser, D., Klein, H., Ahorner, L., Rosenhauer, W., Berckhemer, H., Kopera, J., Schneider, G., Kunze, Th., Waas, G., Werkle, H. & W. Weber): Realistische seismische Lastannahmen für bauliche Anlagen mit erhöhtem Sekundärrisiko. – 236 pp.; im Auftrag d. Instituts f. Bautechnik, Aktenzeichen IV/1-5-377/82, Berlin.
- [IFBT-ABSCHLUSSBERICHT (1986)] (Hosser, D., Klein, H., Ahorner, L., Rosenhauer, W., Berckhemer, H., Kopera, J., Schneider, G., Kunze, Th., Waas, G., Werkle, H. & W. Weber): Realistische seismische Lastannahmen für bauliche Anlagen mit erhöhtem Sekundärrisiko. – 236 pp.; im Auftrag d. Instituts f. Bautechnik, Aktenzeichen IV/1-5-377/82, Berlin.
- [JOYNER, W.B. & D.M. BOORE (1981)] Peak Horizontal Acceleration and Velocity from Strong Motion Records Including Records from the 1979 Imperial Valley, California, Earthquake. – Bulletin of the Seismological Society of America, 71(6), pp. 2011-2038.
- [KAISER, D. (1999)] Bodenbewegungen in der Nähe mittelgroßer Erdbeben. – Entwicklungsstand in Forschung und Praxis auf den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Boden- und Baudynamik, D-A-CH Tagung 1999, Berlin; DGEB-Publ. Nr. 10, 39 - 48, 1999.

- [KAKA, S.I. & G.M. ATKINSON (2004)] Relationships between Instrumental Ground-Motion Parameters and Modified Mercalli Intensity in Eastern North America. – Bulletin of the Seismological Society of America, 94(5), pp. 1728-1736.
- [KANAMORI, H. (1977)] The energy release in great earthquakes. – Journal of Geophysical Research, Vol. 82, 2981-2987.
- [KAWASHIMA, K. & K. AIZAWA (1989)] Bracketed and Normalized Durations of Earthquake Ground Acceleration. – Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, 1041-1051.
- [KENNEDY ET AL. (1984)] KENNEDY, R. P., SHORT, S. A., MERZ, K. L., TOKARZ, F. J., IDRIS, I. M., POWER, M. S., & K. SADIGH: Engineering Characterization of Ground Motion - Task I: Effects of Characteristics of Free-Field Motion on Structural Response. NUREG/CR-3805, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC, May 1984.
- [LEE, V.W. (2002)] Empirical Scaling of Strong Earthquake Ground Motion - Part II: Duration of Strong Motion. - ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 426, Vol. 39, No. 4, pp. 255-271, December 2002.
- [LEYDECKER ET AL. (2006)] LEYDECKER, G., SCHMITT, T. & H. BUSCHE: Erstellung ingenieurseismologischer Gutachten für Standorte mit erhöhtem Sekundärrisiko auf der Basis des Regelwerkes KTA 2201.1 - Leitfaden -. – 58 S., 16 Abbildung , 4 Tabelle, 2 Anh., ISBN: 3-510-95952-3, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover.
- [LEYDECKER, G. (2005)] Projekt Gorleben. Standsicherheit Nachbetriebsphase: Seismische Gefährdung, Teilprojekt Ingenieurseismologie - Abschlussbericht -. – 86 S., 26 Abbildung , 12 Tabelle, Auftrag-Nr. 9G2643110000, Tagebuch-Nr. 10802/05, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover.
- [LEYDECKER, G. (2011)] Erdbebenkatalog für Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 bis 2008. – Geologisches Jahrbuch Reihe E, Band E 59, ISBN 978-3-510-95989-1.
- [KLÜGEL ET AL. (2010)] KLÜGEL, J.-U., ATTINGER, R. & S. RAO: Adjusting Fragility Analysis to Seismic Hazard Input. – Journal of Disaster Research, Vol. 5, No. 4.
- [KLÜGEL ET AL. (2009)] How to eliminate non-damaging earthquakes from the results of a probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) - A comprehensive procedure with site-specific application. – Nuclear Engineering and Design, Vol. 239, Issue 12, pp. 3034-3047.

- [MAGISTRALE ET AL. (2000)] MAGISTRALE, H., DAY, S., CLAYTON R.W. & R. GRAVES: The SCEC Southern California Reference Three-Dimensional Seismic Velocity Model Version 2. – Bulletin of the Seismological Society of America, 90(6B), pp. 65-76.
- [MCS (1921)] (Mercalli-Cancani-Sieberg Skala) Geologie der Erdbeben. – In: Handbuch der Geophysik, 2, 4, S. 550-555, 1930.
- [MESKOURIS, K. (1999)] Baudynamik. – Ernst & Sohn Verlag, 389 S., ISBN-13: 978-3433013267, Ausgabe 1999.
- [MICHEL, P. (2010)] Nahfeldeffekte bei Erdbeben - Einfluss der Einwirkungsrichtung. Bachelorarbeit am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH-Aachen, August 2010.
- [MIURA ET AL. (2000)] MIURA, K., KOBAYASHI, S. & N. YOSHIDA: Equivalent Linear Analysis Considering Large Strains and Frequency Dependent Characteristics. – Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000.
- [MMI (1931)] Wood, H.O. & F. Neumann: Modified Mercalli Intensity Scale of 1931. – Bulletin of the Seismological Society of America, 21(4), pp. 277-283.
- [MSK (1964)] Medvedev-Sponheuer-Karnik Skala aus dem Jahre 1964, s. Sponheuer 1965: Bericht über die Weiterentwicklung der seismischen Skala (MSK 1964). – Dtsch. Akad. d. Wiss., Veröff. Inst. Geodynamik, Jena, Heft 8, Akademie Verlag, Berlin.
- [MUSSON ET AL. (2010)] MUSSON, R., GRÜNTAL, G. & M. STUCCHI: The comparison of macroseismic intensity scales, Journal of Seismology, 14, 2, 413-428.
- [NAS (1973)] The Great Alaska Earthquake of 1964. – National Research Council (U.S.), Committee on the Alaska Earthquake, National Academy of Sciences, Publication 1601, Washington D.C., 1973.
- [NGA (2008)] Next Generation Attenuation Models (NGA). - Earthquake Spectra, February 2008, Volume 24, Issue 1, pp. 1-341, Earthquake Engineering Research Institute.
- [NAGRA (2004)] Probabilistic Seismic Hazards Analysis for Swiss Nuclear Power Plant Sites (PEGASOS Project). Final Report, Vol. 1-6. Prepared for Unterausschuss Kernenergie der Überlandwerke (UAK). To be obtained on request at swissnuclear by writing to info@swissnuclear.ch.
- [PAGE ET AL. (1972)] PAGE, R.A., BOOER, D.M., JOYNER, W.B. & H.W. COULTER: Ground Motion Values for Use in the Seismic Design of the Trans-Alaska Pipeline System. – USGS Circular 672, Washington 1972.

- [PHILIPPACOPOULOS, A.J. (1989)] Recommendations for Resolution of Public Comments on USI A-40, "Seismic Design Criteria". NUREG/CR-5347, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC, June 1989.
- [REMITZ, J. (2010)] Nahfeldeffekte bei Erdbeben - Charakterisierende Parameter und Einfluss auf die Bauwerksschädigung. Bachelorarbeit am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH-Aachen, August 2010.
- [SABETTA, F. & A. PUGLIESE (1996)] Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions. – Bulletin of the Seismological Society of America, 86(2), pp. 337-352.
- [SCHERBAUM, F., DELAUAUD, D., & C. RIGGELSEN (2009)] Model Selection in Seismic Hazard Analysis: An Information-Theoretic Perspective. – Bulletin of the Seismological Society of America, 99(6), pp. 3234-3247.
- [SCHMITT, T. (2000)] Zusammenhang zwischen seismischen Parametern und der Bauwerksschädigung im Erdbebenfall. – Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen, Oktober 2000.
- [SCHUMACHER, M. (1999)] Zusammenhang zwischen seismischen Parametern und der Systemschädigung im Erdbebenfall. – Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen, 1999.
- [SILVA ET AL. (1997)] Silva, W., Darragh, R., Gregor, N., Martin, G., Abrahamson, N. & C. Kircher: Reassessment of Site Coefficients and Near-Fault Factors for Building Code Provisions, report submitted to U.S. Geological Survey under award 98-HQ-GR-101.
- [SOMERVILLE ET AL. (1997)] SOMERVILLE, P., SMITH, N., GRAVES, R. & N. ABRAHAMSON: Modification of Empirical Strong Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity. – Seismological Research Letters Vol. 68, No. 1.
- [SOMERVILLE, P. (2002)] Characterizing Near Fault Ground Motion For The Design And Evaluation Of Bridges. – Third National Seismic Conference and Workshop on Bridges and Highways, MCEER Publications, State Univ. of NY at Buffalo.
- [SPONHEUER, W. (1960)] Methoden der Herdtiefenbestimmung. – Freiburger Forschungshefte, C88, Akademie Verlag Berlin, 1960.
- [SPUDICH ET AL. (1999)] SPUDICH, P., JOYNER, W.B., LINDH, A.G., BOORE, D.M., MARGARIS, B.M. & J.B. FLETCHER: SEA99: A revised ground motion prediction relation for use in extensional regimes. – Bulletin of the Seismological Society of America, 89(5), pp. 1156-1170.

- [STEIN, S. & E.A. OKAL (2007)] Ultralong Period Seismic Study of the December 2004 Indian Ocean Earthquake and Implications for Regional Tectonics and the Subduction Process. – Bulletin of the Seismological Society of America, 07(97), pp. 279-295.
- [STEWART ET AL. (2008)] STEWART, J. P., KWOK, A. O., HASHASH, Y. M.A., MATASOVIC, N., PYKE, R., WNAG, Z. & Z. YANG: Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures. – PEER Report 2008/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley August 2008.
- [STEWART, J. P. & M. B. BATURAY (2003)] Uncertainty and Bias in Ground Motion Estimates from Ground Response Analyses. – Bulletin of the Seismological Society of America, 93(5), pp. 2025-2042.
- [STEWART, J. P. & M. B. BATURAY (2002)] Uncertainty and Bias in Ground Motion Estimates from Ground Response Analyses. – Department of Civil and Environmental Engineering University of California, Los Angeles. A report on research sponsored by the Pacific Earthquake Engineering Research Center's Program of Applied Earthquake Engineering Research of Lifeline Systems. PEER Report 2002, Berkeley, September 2002, DRAFT. (*kein Endbericht vorhanden*)
- [STOVER, C.W. & J.L. COFFMAN (1993)] Seismicity of the United States, 1568-1989 (Revised). – U.S. Geological Survey Professional Paper 1527, United States Government Printing Office, Washington, 1993.
- [TRIFUNAC, M.D. & E.I. NOVIKOVA (1995)] State of the art review on strong motion duration. – In European Association for Earthquake Engineering (ed.), Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, 131-140, Balkema, Rotterdam, ISBN: 90 5410 528 3.
- [TRIFUNAC, M.D. & A.G. BRADY (1975)] A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. – Bulletin of the Seismological Society of America, 65(3), pp. 581-626.
- [UDÍAS ET AL. (2005)] UDÍAS, A., MONÓZ, D., BUFORN, E., SANZ DE GALDEANO, C., DEL FRESNO, C. & I. RODRIGUEZ: Reevaluation of the earthquakes of 10 March and 19 May 1951 in southern Spain. – Journal of Seismology (2005) 9: 99-110.
- [VALLEÉ, M. (2007)] Rupture Properties of the Giant Sumatra Earthquake Imaged by Empirical Green's Function Analysis. – Bulletin of the Seismological Society of America, 07(97), pp. 103-114.
- [WORDEN ET AL. (2010)] WORDEN, C.B., WALD, D.J., ALLEN, T.I., LIN, K., GARCIA, D. & G. CUA: A Revised Ground-Motion and Intensity Interpolation Scheme

for ShakeMap. – Bulletin of the Seismological Society of America, 100(6), pp. 3083-3096.

Normen & Regelwerke

- EG (2008): Regulation for Earthquake-Resistant Design of Buildings in Egypt (in Arabic), Egyptian Society for Earthquake Engineering, 2008.
- ASCE 7-10 (2010): Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. – American Society of Civil Engineers, 12 May 2010, 658 pages, ISBN: 9780784410851.
- BfS (2005): Methoden zur probabilistischen Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke. Stand: August 2005 – Bundesamt für Strahlenschutz, Salzgitter, BfS-SCHR-37/05, ISSN 0937-4469, ISBN: 3-86509-414-7.
- BG (2007): Ordinance No 07/2 on Design of Buildings and Installations in Seismic Areas (in Bulgarisch). – Ministry of Regional Development and Public Works, Bulgaria, 2007.
- BWG (2003): Sicherheit der Stauanlagen. Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit. - Berichte des Bundesamt für Wasser und Geologie, Serie Wasser, Version 1.2; Schweiz, März 2003.
- DIN EN 1998-1 (2010): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009, Beuth-Verlag, Berlin, 2010.
- DIN EN 1998-1/NA (2011): Nationaler Anhang DIN EN 1998-1/NA:2011-01 - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, Beuth-Verlag, Berlin, 2011.
- DIN 4149 (2005): Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Beuth-Verlag, Berlin, 2005.
- IBC (2012): International Building Code, International Code Council. – 01 May 2011, 690 pages, ISBN: 9781609830403.
- GB 50011 (2001): GB 50011-2001: Code for Seismic Design of Buildings. – Ministry of Construction of the People's Republic of China, January 2002.

KTA 2201.1 (1990): Sicherheitstechnische Regel des KTA (Kerntechnischer Ausschuss). - Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen, Teil 1: Grundsätze, Fassung 6/90. – Kerntechnischer Ausschuss (KTA), Carl Heymanns Verlag, Köln, Berlin.

RFS 2001-01 (2001): Fundamental safety rule no. 2001-01 concerning basic nuclear installations. - Determination of the seismic risk for the safety of surface basic nuclear installations, 2001.

SFRY (1995): Zbirka, Jugoslovenskih Pravilnika i Standarda za gradevinske konstrukcije, knjiga 1 dejstva na konstrukcije, Beograd 1995.

SNIP II-7-81 (2000): Seismic design code (in Russisch). – Ministry of Construction of Russia, Moskau 2000

Nomenklatur

Griechische Buchstaben

- γ = Bedeutungsfaktor (Eurodode 8)
- η = Dämpfungskorrekturbeiwert (Eurodode 8)
- μ = Schermodul
- ρ_d = Lagerungsdichte in g/cm^3
- ρ = (linearer) Korrelationskoeffizient
- ν = Poissonzahl
- σ = Standardabweichung
- σ^2 = Varianz
- σ_{xy} = Kovarianz
- ω = Eigenkreisfrequenz

Lateinische Buchstaben

a_g	= Bemessungs-Bodenbeschleunigung
a_{gR}	= Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung
c_u	= mittlere, undränierte Scherfestigkeit in KPa
D	= kürzeste Entfernung zur Bruchfläche
E	= seismische Energie
e	= Streuung
f	= Frequenz
H	= Herdtiefe
I	= I_s = lokale, makroseismische Intensität bzw. Standortintensität
$I_{m,beob.}$	= maximal beobachtete Intensität
I_{max}	= = maximaler Geschwindigkeitsstoß
k	= Sekantensteifigkeit
L	= Starkbewegungsdauer nach Page et al. (1972)
m	= modale Masse
M_b	= Raumwellen-Magnitude
M_L	= Lokalmagnitude
M_s	= Oberflächenwellen-Magnitude
M_W	= Momentmagnitude
N_{SPT}	= Schlagzahl Standard Penetration Test
P	= maximaler Geschwindigkeitsstoß
r	= einfacher Korrelationskoeffizient
r_m	= multipler Korrelationskoeffizient
r_p	= partieller Korrelationskoeffizient
R_{rup}	= Mittelwert der kürzesten Entfernung zur Bruchfläche
s	= Gesamtzeit der Registrierung
S	= Bodenparameter
$S_{a,R}$	= Spektralbeschleunigung für Fels ($v_{s,30} > 800$ m/s)
$S_{a,S}$	= Spektralbeschleunigung für Sediment (150 m/s $< v_{s,30} < 800$ m/s)
S_a	= Spektralbeschleunigung
S_d	= Spektralverschiebung
t	= Zeit in (s)
t_0	= Anfang des Zeitverlaufes
t_e	= Ende des Zeitverlaufes
T	= Starkbewegungsdauer
V	= mittlere Verschiebung der Bruchfläche
v_p	= Kompressionswellengeschwindigkeit
v_s	= Scherwellengeschwindigkeit
$v_{s,30}$	= mittlere Scherwellengeschwindigkeit der oberen 30 m
$V(t)$	= Geschwindigkeitsordinate in Abhängigkeit von t

Abkürzungen

ASCE	= American Society of Civil Engineers
BK	= Baugrundklasse
BKL	= Bodenklasse
Bldg.	= Building
BWG	= Bundesamt für Wasser und Geologie (Schweiz)
CCI	= Computer Calculated Intensities
COSMOS	= Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems
EC 8	= Eurocode 8
EMS	= Europäische Makroseismische Skala
ESD	= European Strong Motion Database
FEMA	= Federal Emergency Management Agency (USA)
GK	= Geologische Klasse
GL	= Ground Level
HAZUS	= Hazards United States
IBC	= International Building Code
KTA	= Kerntechnischer Ausschuss
Lat.	= Latitude (Breitengrad)
Long.	= Longitude (Längengrad)
MCS	= Mercalli-Cancani-Sieberg (Makroseismische Skala)
MMI	= Modified Mercalli Intensity (Makroseismische Skala)
MSK	= Medvedev Sponheuer Karnik (Makroseismische Skala)
NEHRP	= National Earthquake Hazards Reduction Program
PEER	= Pacific Earthquake Engineering Research Center
PGA	= Peak Ground Acceleration
St	= Story (floor)
Stn. No.	= Stationsnummer
SMR	= Strong Motion Registrierungen
UHS	= Uniform Hazard Spectrum
USGS	= United States Geological Survey

A Makroseismische Skalen

A.1 Kurzform der EMS (1998)

Int.	Definition	Beschreibung der max. Wirkungen (stark verkürzt)
I	nicht fühlbar	Nicht fühlbar.
II	kaum bemerkbar	Nur sehr vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.
III	schwach	Von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen. Ruhende Personen fühlen ein leichtes Schwingen oder Erschüttern.
IV	deutlich	Im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einige Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren, Türen klappern.
V	stark	Im Freien von wenigen, in Gebäuden von den meisten Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Wenige werden verängstigt. Gebäude werden insgesamt erschüttert. Hängende Gegenstände pendeln stark, kleine Gegenstände werden verschoben. Türen und Fenster schlagen auf oder zu.
VI	leichte Gebäudeschäden	Viele Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Einige Gegenstände fallen um. An vielen Häusern, vornehmlich in schlechterem Zustand, entstehen leichte Schäden wie feine Mauerrisse und das Abfallen von z. B. kleinen Verputzteilen.
VII	Gebäudeschäden	Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Möbel werden verschoben. Gegenstände fallen in großen Mengen aus Regalen. An vielen Häusern solider Bauart treten mäßige Schäden auf (kleine Mauerrisse, Abfall von Putz, Herabfallen von Schornsteinteilen). Vornehmlich Gebäude in schlechterem Zustand zeigen größere Mauerrisse und Einsturz von Zwischenwänden.
VIII	schwere Gebäudeschäden	Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. An vielen Gebäuden einfacher Bausubstanz treten schwere Schäden auf; d. h., Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein.
IX	zerstörend	Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Sogar gut gebaute gewöhnliche Bauten zeigen sehr schwere Schäden und teilweisen Einsturz tragender Bauteile. Viele schwächere Bauten stürzen ein.
X	sehr zerstörend	Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen.
XI	verwüstend	Die meisten Bauwerke, selbst einige mit gutem erdbebengerechtem Konstruktionsentwurf und -ausführung, werden zerstört.
XII	vollständig verwüstend	Nahezu alle Konstruktionen werden zerstört.

A.2 Vergleich makroseismischer Skalen

Für die Intensitäten VI - X sind vergleichbare Textpassagen mit gleicher Schriftart gekennzeichnet.

Int.	EMS	MMI	MCS
I	not felt	not felt	imperceptible
	not felt, even under the most favourable circumstances	not felt or except rarely under favourable circumstances	not felt by man
	no effect on objects and on nature	sometimes animals reported uneasy; bodies of water may sway; doors may swing very slowly	no effect
	no damage to buildings	no damage	no damage
II	scarcely felt	felt indoors by few	very slight
	tremor is felt only at isolated instances (<1%) of individuals at rest in specially receptive position indoors	felt indoors by few, especially on upper floors or by sensitive persons	slight tremor or rocking is felt by sensitive persons, especially on the upper floors
	no effect on objects and on nature	hanging objects may swing; bodies of water may sway; doors may swing very slowly	no effect
	no damage to buildings	no damage	no damage

Int.	EMS	MMI	MCS
III	weak	felt indoors by several	slight
	felt indoors by a few; people at rest feel a swaying or light trembling	felt indoors by several, motion usually rapid vibration; duration estimated in some cases	shock is felt by only a few persons; duration and direction of movement can be detected
	hanging objects swing slightly	hanging obj. may swing slightly; movem. may be appreciable on upper levels of tall structures	no effect
	no damage to buildings	no damage	no damage
IV	largely observed	felt indoors by many	moderate
	felt indoors by many, outdoors by very few; a few people are awakened; level of vibr. is not frightening; vibr. is moderate; observers feel slight trembling or swaying of the building, room...	felt indoors by many, outdoors by few; awakened few; frightened no one	indoors felt by many; outdoors by not many; few people awake
	china, glasses, windows and doors rattle; hanging objects swing; light furniture shakes visibly in a few cases; woodwork creaks in few cases	rattling of dishes, windows, doors; creaking of walls, frame; hanging objects swing slightly	trembl. or slight rocking movem. of furn.; glasses and crockery strike one another; windows rattle; doors, joists, floors, and ceilings creak; liquids are slightly moved
	no damage to buildings	no damage	no damage

Int.	EMS	MMI	MCS
V	strong	felt indoors by practically all	rather strong
	felt indoors by most, outdoors by few; a few people are frightened and run outdoors; many sleeping people awake; observers feel a strong shaking or rocking of the whole building, room or furniture	Felt indoors by practically all, outdoors by many or most; outdoors direction estimated; awakened many; frightened few; few run outdoors	felt outdoors by many; sleeping people awake; a few run into the open air
	hanging objects swing considerably; china and glasses clatter together; small, top-heavy and precariously supported objects may be shifted or fall down; doors and windows swing open or shut; in few cases window panes break; liquids oscillate; animals indoors become uneasy	dishes, glassware break; windows creak; vases, small or unstable objects overturn; hanging objects, doors swing; pendulum clocks stop; small objects, furnishings are moved; liquids spill; trees, bushes shake slightly	the observers move together with chair, bed; trees, bushes sway visibly; freely hanging objects oscillate; pendulums of clocks are stopped; pictures rattle; light furniture may be shifted from its place; rattling of furniture; doors an window-shutters open or shut; window-panes crack
	damage of grade 1 to a few buildings of vulnerability class A and B		

Int.	EMS	MMI	MCS
	slightly damaging	felt by all	strong
	<i>felt by most indoors and many outdoors; a few persons lose their balance; many people are frightened and run outdoors</i>	<i>felt by all, indoors and outdoors; frightened many; many run outdoors; all sleeping people awake</i>	<i>felt by everyone; many run into the open air; many thinking that they must fall</i>
	small objects of ordinary stability may fall and <i>furniture may be shifted</i> ; IN FEW INSTANCES DISHES AND GLASSWARE MAY BREAK; farm animals may be frightened	trees, bushes shake slightly to moderately; liquid set in strong motion; DISHES, GLASSWARE AND SOME WINDOWS BREAK; knickknacks, books, pictures fall; furniture may be overturned; furnishings of moderately heavy kind move	liquids move violently; pictures fall from the walls, books from shelves; NUMEROUS VESSELS ARE BROKEN; a few pieces of stable furniture are shifted or overturned
VI	damage of GRADE 1 is sustained by MANY BUILDINGS of VULNERABILITY CLASS A AND B; A FEW OF CLASS A AND B SUFFER DAMAGE OF GRADE 2; a few of class C suffer damage of grade 1	DAMAGE SLIGHT IN POORLY BUILT BUILDINGS; <i>fall of plaster in small amount; plaster cracks, especially in fine cracks in chimneys</i>	<i>in a few solidly built mid-European houses there are cracks in the plaster, detached in fragments from roof and walls; IN POORLY BUILT HOUSES THE DAMAGE IS GREATER, BUT STILL NOT OF A SERIOUS NATURE</i>

Int.	EMS	MMI	MCS
	damaging	frightened all	very strong
	<i>most people are frightened and run outdoors; many find it difficult to stand, especially on upper floors</i>	<i>frightened all; all run outdoors; some or many find it difficult to stand</i>	
	furniture is shifted; top-heavy furniture may be overturned; objects fall from shelves in large numbers; water splashes from containers, tanks and pools	trees, bushes shake moderately to strongly; waves on ponds, lakes, rivers; large church bells ring; numerous windows, furniture break; heavy furniture overturns, with damage of breaking	considerable damage to furniture through the upsetting or breaking even of heavy pieces, Even large church bells strike; surfaces of rivers and lakes are disturbed
VII	MANY BUILDINGS OF VULNERABILITY CLASS A SUFFER DAMAGE OF GRADE 3; A FEW OF GRADE 4; many buildings of vulnerability class B suffer damage of grade 2; a few of grade 3; a few buildings of vulnerability class C sustain damage of grade 2; a few buildings of vulnerability class D sustain damage of grade 1	damage negligible in buildings of good design and construction; damage slight to moderate in well-built ordinary buildings; DAMAGE CONSIDERABLE IN POORLY BUILT OR BADLY DESIGNED BUILDINGS, ABOVE HOUSES; walls and chimneys crack; plaster falls; cornices fall	<i>many mid-European houses suffer moderate damage; slight fractures in walls, large pieces of plaster crumble down, tiles fall, pantries are loosened and slip down, chimneys break off; in framework and bad built buildings the damage to the plastering is great; earthquake-proof buildings remain quite undamaged</i>

Int.	EMS	MMI	MCS
	heavily damaging	fright general	ruinous
	many people find it difficult to stand, even outdoors	fright general - alarm approaches panic	
	furniture may be overturned; objects like TV sets, typewriters etc. fall to the ground; tombstones may occasionally be displaced, twisted or overturned; waves may be seen on very soft ground	trees shake strongly; changes: temporary, permanent, in flow of springs and wells; very heavy furniture is moved conspicuously or overturned	trunks of trees sway; even the heaviest pieces of furniture are shifted or overturned
VIII	many buildings of vulnerability class A suffer damage of grade 4; a few of grade 5; many buildings of vulnerability class B suffer damage of grade 3; a few of grade 4; many buildings of vulnerability class C suffer damage of grade 2; a few of grade 3; a few buildings of vulnerability class D sustain damage of grade 2	damage slight in structures (brick) built especially to withstand earthquakes; considerable in ordinary substantial buildings; Fall of walls; cracked, broke, solid stone walls seriously; twisting, fall of chimneys, columns, monuments	mid-European houses suffer serious damage, with gaping cracks in the masonry; most chimneys fall; earthquake-proof buildings show slight damage, such as fractures, crumbling of plaster; wooden houses crack considerably in their joints

Int.	EMS	MMI	MCS
IX	destructive	panic general	disastrous
	general panic; people may be forcibly thrown to the ground	panic general	
	many monuments and columns fall or are twisted; waves are seen on soft ground	cracked ground conspicuously	
	many buildings of vulnerability class A sustain damage of grade 5; <i>many buildings of vulnerability class B suffer damage of grade 4; a few of grade 5</i> ; many buildings of vulnerability class C suffer damage of grade 3; a few of grade 4; many buildings of vulnerability class D suffer damage of grade 2; a few of grade 3; a few buildings of vulnerability class E sustain damage of grade 2	damage considerable in (masonry) structures built especially to withstand earthquakes; damage great in substantial (masonry) buildings, some collapse in large part	<i>solidly built houses of European construction are seriously damaged, so that a large number becomes uninhabitable, a few fall completely or nearly so</i> ; framework buildings are displaced on their stone foundations; earthquake-proof buildings made of stone show considerable damage, the walls of wooden ones reveal gaps and cracks, old wooden houses are loosened in their frame

Int.	EMS	MMI	MCS
	very destructive	cracked ground	destructive
		cracked ground; landsides considerable from river banks and steep coasts; level of water in wells changes	loose ground slides down from cliffs; rockslides fall into valleys; level of water springs is changed
	most buildings of vulnerability class A sustain damage of grade 5; <i>many buildings of vulnerability class B sustain damage of grade 5; many buildings of vulnerability class C suffer damage of grade 4; a few of grade 5; many buildings of vulnerability class D suffer damage of grade 3; a few of grade 4; many buildings of vulnerability class E suffer damage of grade 2; a few of grade 3; a few buildings of vulnerability class F sustain damage of grade 2</i>	damage serious to dams, dikes, embankments; severe to well-built wooden structures and bridges, some destroyed; dangerous cracks in excellent brick walls; destroyed most masonry and frame structures, also their foundations ; open cracks in broad wavy folds in cement pavements and asphalt road surfaces	<i>most stone and framework buildings are overthrown together with their foundations</i> , even first-class brick walls show dangerous cracks (more mid-European than earthquake-proof); even well-built wooden houses and bridges suffer serious damage, a few are even demolished ; embankments, dams, etc., are more or less considerably damaged; fissures and undulating folds are formed in the asphalt
X			

Int.	EMS	MMI	MCS
	devastating	disturbances in ground	catastrophe
		disturbances in ground many and widespread varying with ground material; broad fissures, earth slumps, and land slips in soft, wet ground; caused sea waves of significant magnitude	landslips and rock falls are numerous
	most buildings of vulnerability class B sustain damage of grade 5; most buildings of vulnerability class C suffer damage of grade 4; many of grade 5; many buildings of vulnerability class D suffer damage of grade 4; a few of grade 5; many buildings of vulnerability class E suffer damage of grade 3; a few of grade 4; many buildings of vulnerability class F suffer damage of grade 2; a few of grade 3	damage severe to wood frame structures, especially near shock centers; great to dams, dikes, embankments; few, if any (masonry) structures remained standing; destroyed large well-built bridges by the wrecking of supporting piers, or pillars	stone buildings no longer stand; even solid buildings of wood are only in a few cases able to survive; bridge-buildings are destroyed by the breaking off massive stone piers
XI			

Int.	EMS	MMI	MCS
XII	completely devastating	damage total	great catastrophe
		disturbances in ground great varied, numerous shearing cracks; landslides, falls of rock of significant character, slumping of river banks, fault slips in firm rock, with notable horizontal and vertical offset displacements	even in rocky ground, faults of considerable depth are formed, with great horizontal movements and numerous fissures
	all buildings of vulnerability class A, B and practically all of vulnerability class D, E and F are destroyed; the earthquake effects have reached the maximum conceivable effects	damage total, practically all works of construction damaged greatly or destroyed	no work of human hands remain standing

B Untergrundklassifikationen

B.1 Baugrundklassen DIN 4149 bzw. DIN EN 1998-1/NA

DIN	stratigraphische Beschreibung	v_s	BK
A	Unverwitterte (bergfrische) Festgesteine mit hoher Festigkeit	> 800	A
B	Mäßig verwitterte Festgesteine bzw. Festgesteine mit geringer Festigkeit oder grobkörnige (rollige) bzw. gemischtkörnige Lockergesteine mit hohen Reibungseigenschaften in dichter Lagerung bzw. in fester Konsistenz (z. B. glazial vorbelastete Lockergesteine)	350 - 800	B
C	Stark bis völlig verwitterte Festgesteine oder grobkörnige (rollige) bzw. gemischtkörnige Lockergesteine in mitteldichter Lagerung bzw. in mindestens steifer Konsistenz oder feinkörnige (bindige) Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz	150 - 350	C

DIN = Baugrundklasse nach DIN 4149 bzw. nationales Anwendungsdokument zum EC 8 (DIN EN 1998-1/NA)

v_s = mittlere Scherwellengeschw. der oberen ca. 30 m in m/s

BK = Baugrundklasse nach Tabelle 5.2

B.2 Baugrundklassen nach EUROCODE 8 (DIN EN 1998-1)

EC8	stratigraphische Beschreibung	v_s	N_{SPT}	c_u	BK
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weichem Material an der Oberfläche	> 800	-	-	A
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	$360 - 800$	> 50	> 250	B
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	$180 - 360$	$15 - 50$	$70 - 250$	C
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionlosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	< 70	-
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steifem Bodenmaterial mit $v_s > 800 \text{ m/s}$				-

EC8 = Baugrundklasse nach EUROCODE 8 (DIN EN 1998-1)

(Für die Klassen S_1 und S_2 - hier nicht aufgeführt - müssen gesonderte Untersuchungen durchgeführt werden)

v_s = mittl. Scherwellengeschwindigkeit der oberen 30 m in m/s

N_{SPT} = mittl. Anzahl der Schläge/30 cm Eindringtiefe (Standard Penetration Test)

c_u = mittl. undränierete Scherfestigkeit in kPa

BK = Baugrundklasse nach Tabelle 5.2

B.3 Baugrundklassen nach ASCE / NEHRP

ASCE	stratigraph. Beschr.	v_s	N_{SPT}	c_u	BK
A	Hard rock	> 1500	-	-	A
B	Rock	$760 < v_s \leq 1500$	-	-	
C	Very dense soil and soft rock	$360 < v_s \leq 760$	> 50	> 100	B
D	Stiff soil	$180 \leq v_s \leq 360$	$15 \leq N_{SPT} \leq 50$	$50 \leq c_u \leq 100$	C
E	soft soil	< 180	< 15	< 25	-
		any profile $> 3m$ soft clay, $PI > 20$, $w \geq 40\%$, $s_u < 24KPa$			

ASCE = "American Society of Civil Engineers" (ASCE 7-10, 2010)

NEHRP = "National Earthquake Hazards Reduction Program"

(Bodenklasse F - hier nicht aufgeführt - erfordert eine standortspez. Untersuchung)

v_s = mittl. Scherwellengeschwindigkeit der oberen 30 m in m/s

N_{SPT} = mittl. Anzahl der Schläge/30 cm Eindringtiefe (Standard Penetration Test)

c_u = mittl. undrained Scherfestigkeit in KPa

BK = Baugrundklasse nach Tabelle 5.2

B.4 Baugrundklassen nach ESD Datenbank

ESD	v_s	BK
Rock	> 750	A
Stiff soil	360 - 750	B
Soft soil	180 - 360	C
Very soft soil	< 180	-

ESD = "European Strong Motion Database"

(<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/>)

v_s = mittl. Scherwellengeschwindigkeit der oberen 30 m in m/s

BK = Baugrundklasse nach Tabelle 5.2

C Makroseismische Karten

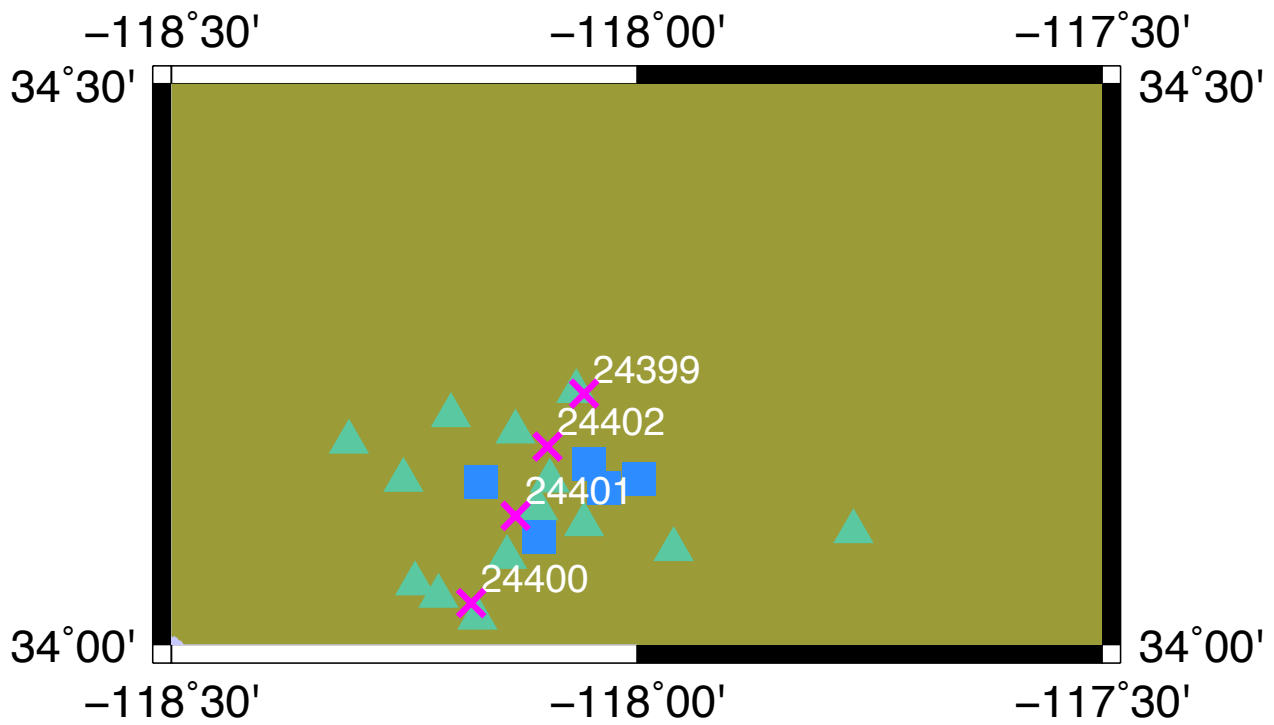


Abbildung C.1: Makroseismische Karte Sierra Madre 28.06.1991; Nummer: Stationsnummer, Dreieck: Intensität 6, Quadrat: Intensität 7, Raute: Intensität 8, Kreis: Intensität 9

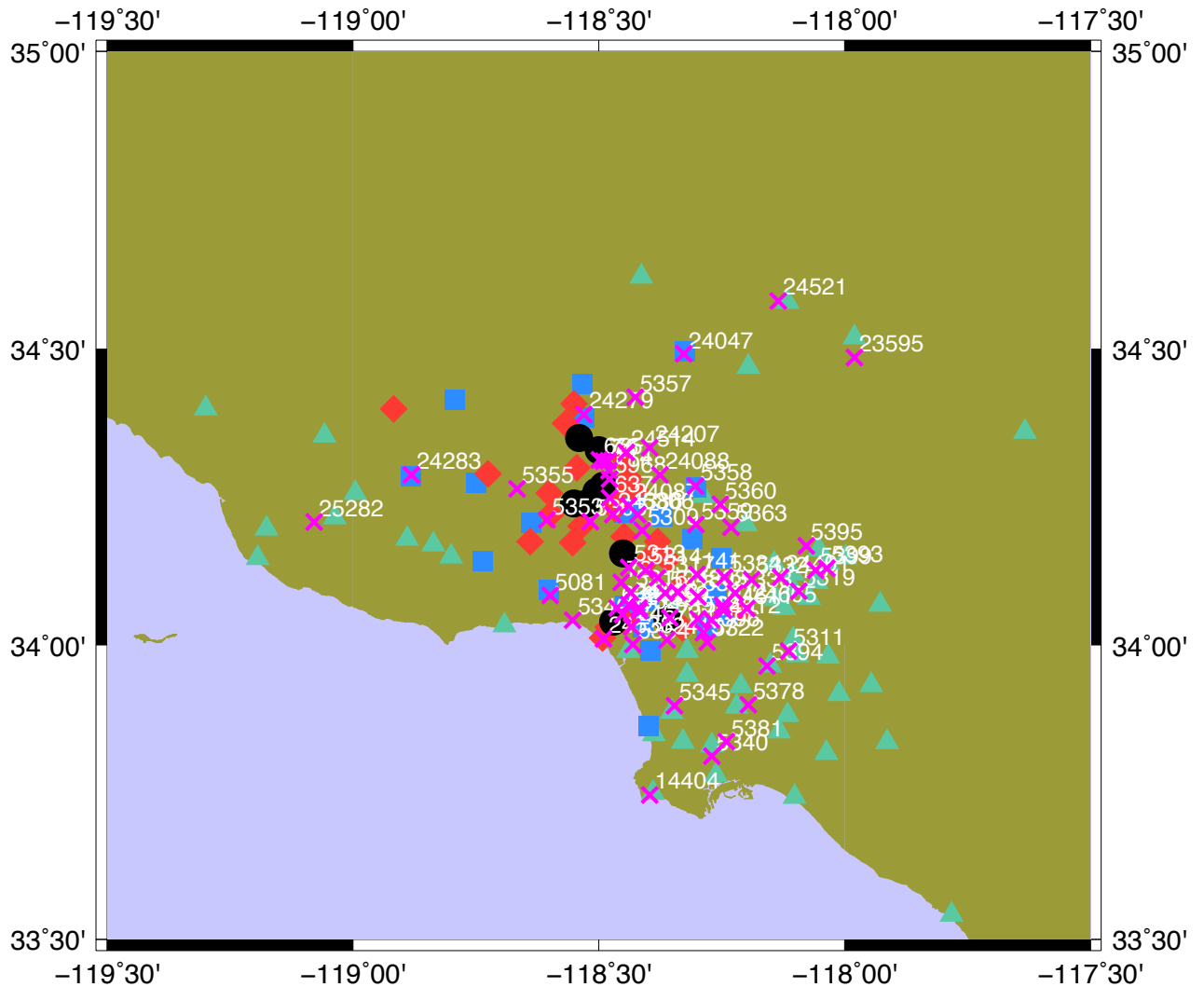


Abbildung C.2: Makroseismische Karte Northridge 17.01.1994; Nummer: Stationsnummer, Dreieck: Intensität 6, Quadrat: Intensität 7, Raute: Intensität 8, Kreis: Intensität 9

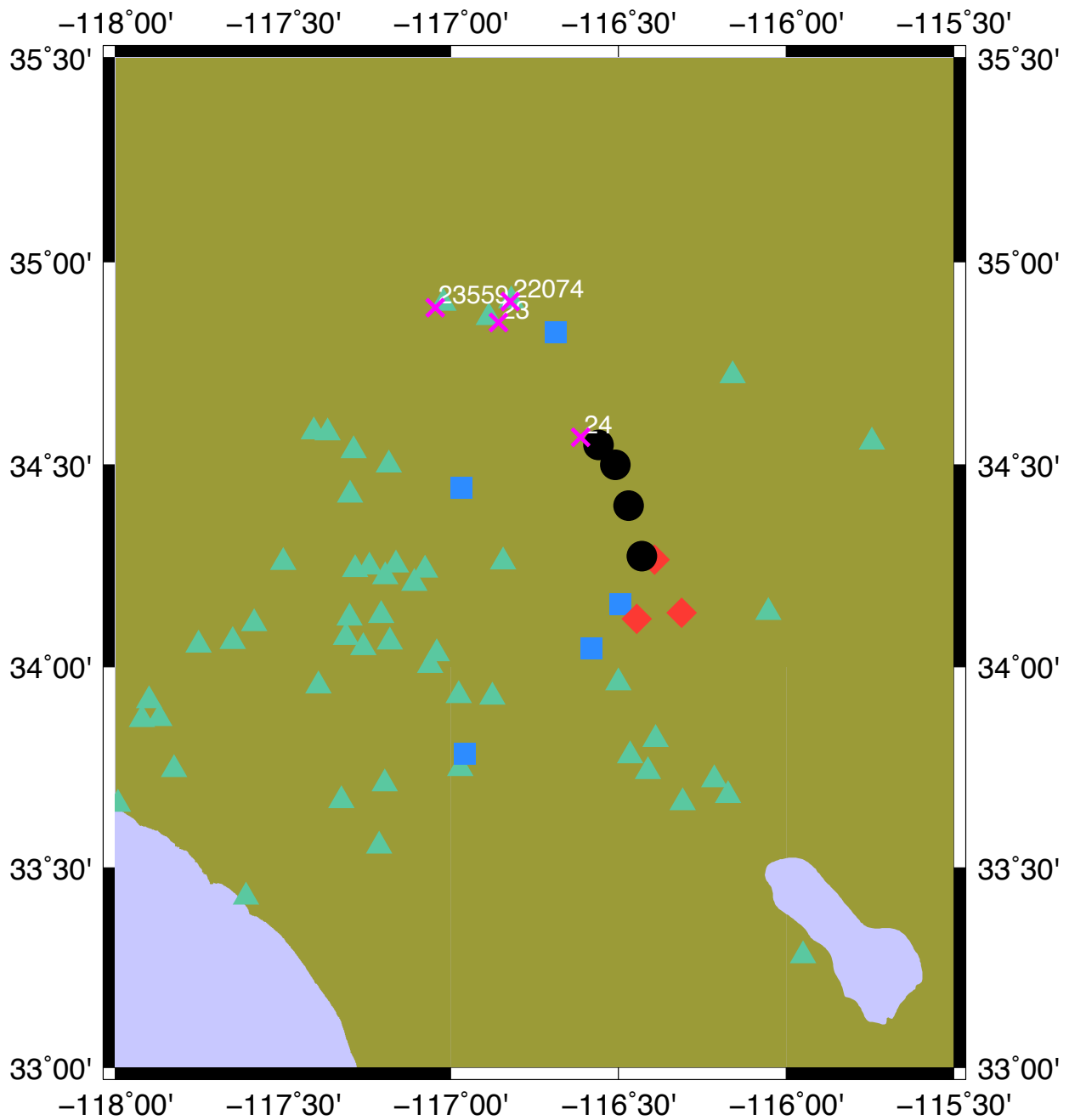


Abbildung C.3: Makroseismische Karte Landers 28.06.1992; Nummer: Stationsnummer, Dreieck: Intensität 6, Quadrat: Intensität 7, Raute: Intensität 8, Kreis: Intensität 9

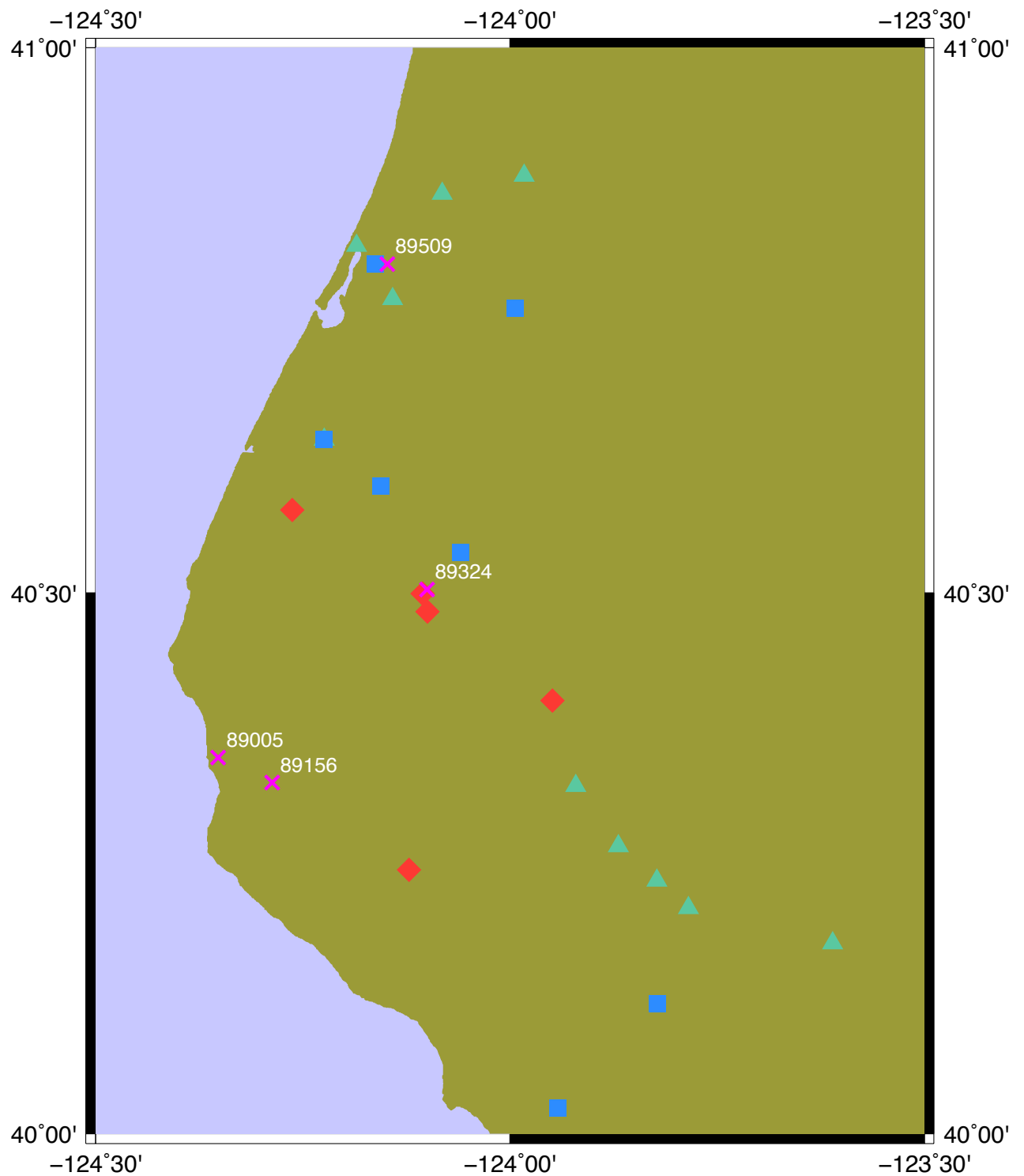


Abbildung C.4: Makroseismische Karte Cape Mendocino 25.04.1992; Nummer: Stationsnummer, Dreieck: Intensität 6, Quadrat: Intensität 7, Raute: Intensität 8, Kreis: Intensität 9

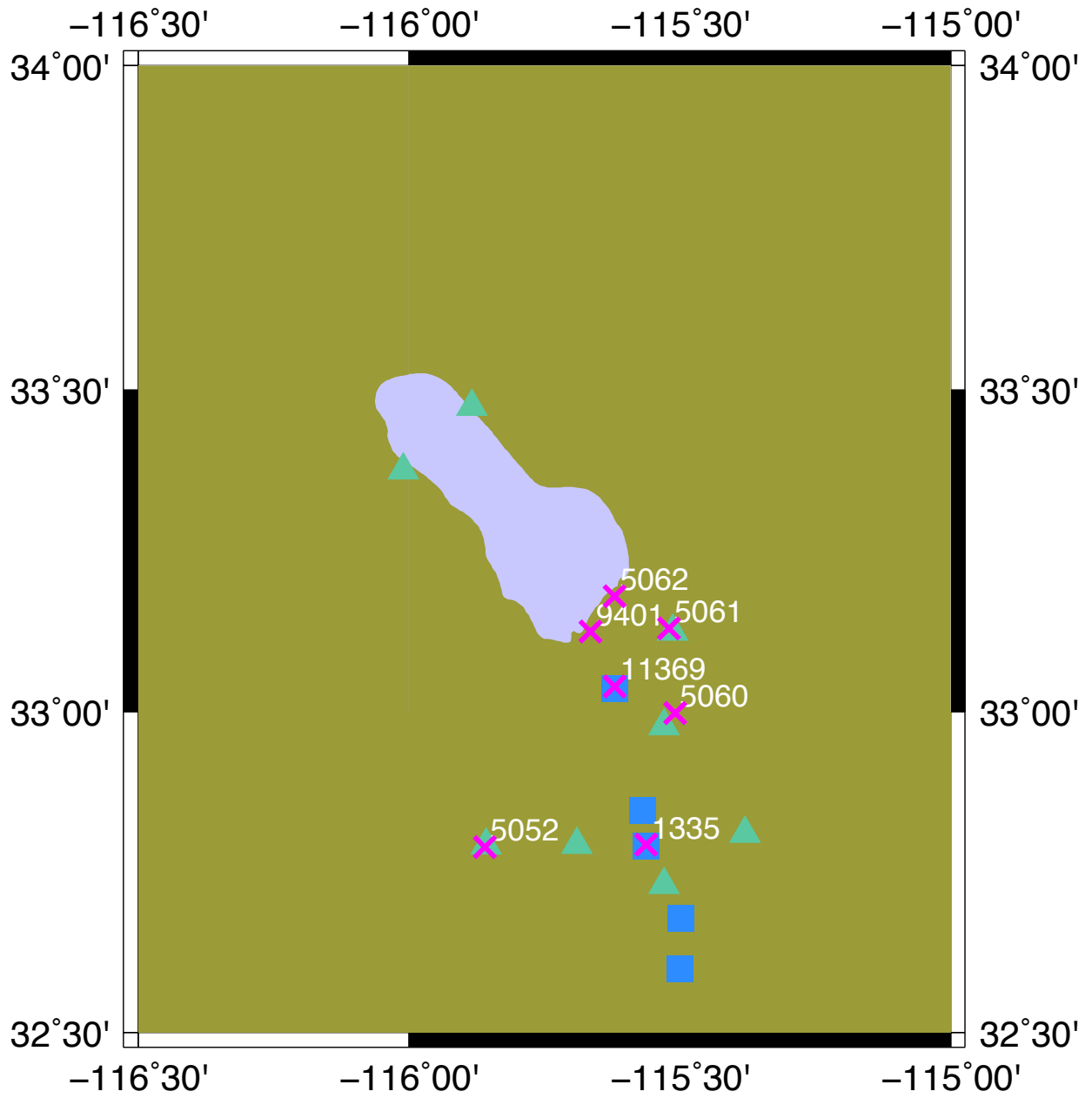


Abbildung C.6: Makroseismische Karte Superstition Hills (B) 24.11.1987; Nummer: Stationsnummer, Dreieck: Intensität 6, Quadrat: Intensität 7, Raute: Intensität 8, Kreis: Intensität 9

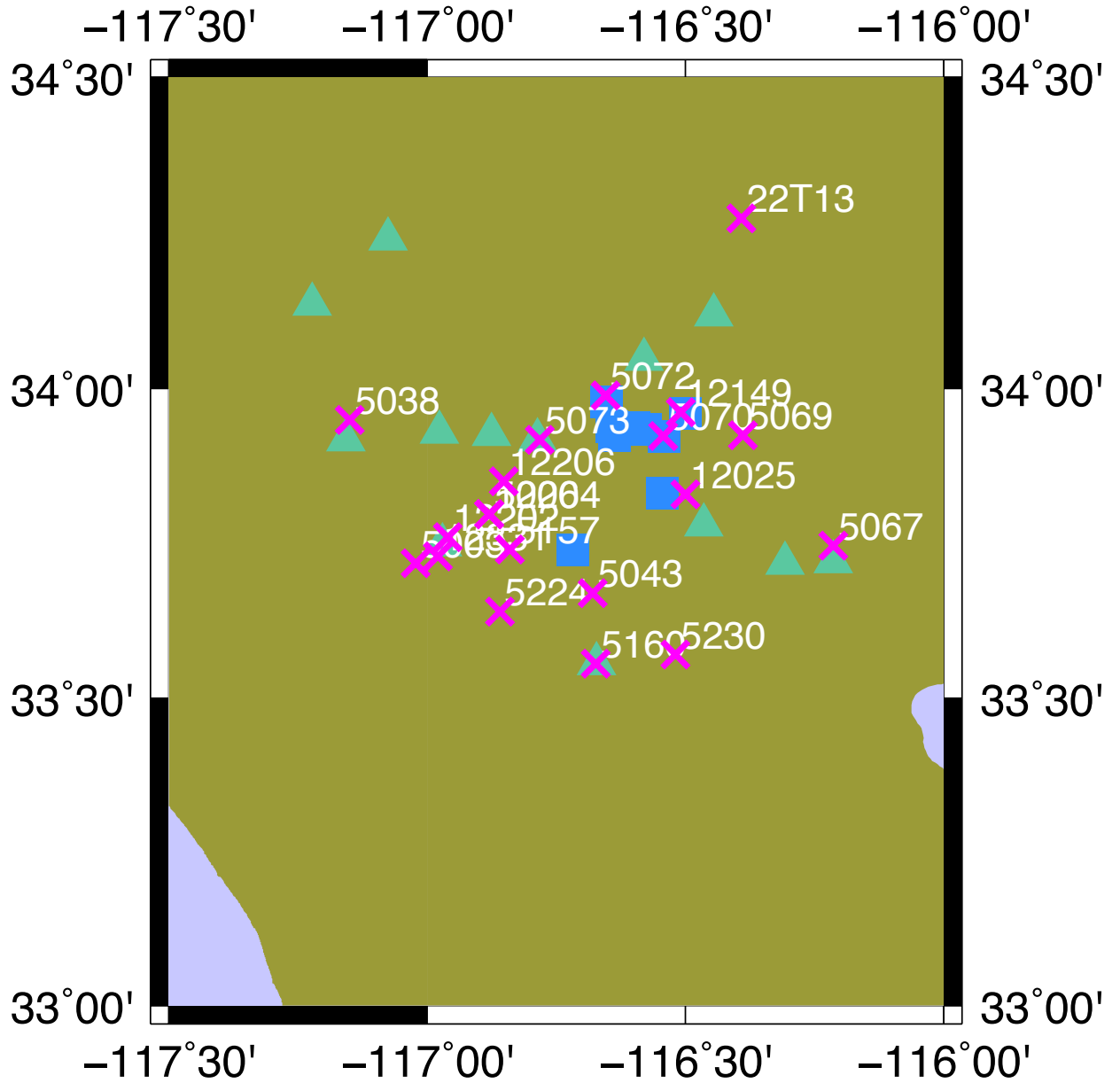


Abbildung C.8: Makroseismische Karte North Palm Springs 08.07.1986; Nummer: Stationsnummer, Dreieck: Intensität 6, Quadrat: Intensität 7, Raute: Intensität 8, Kreis: Intensität 9

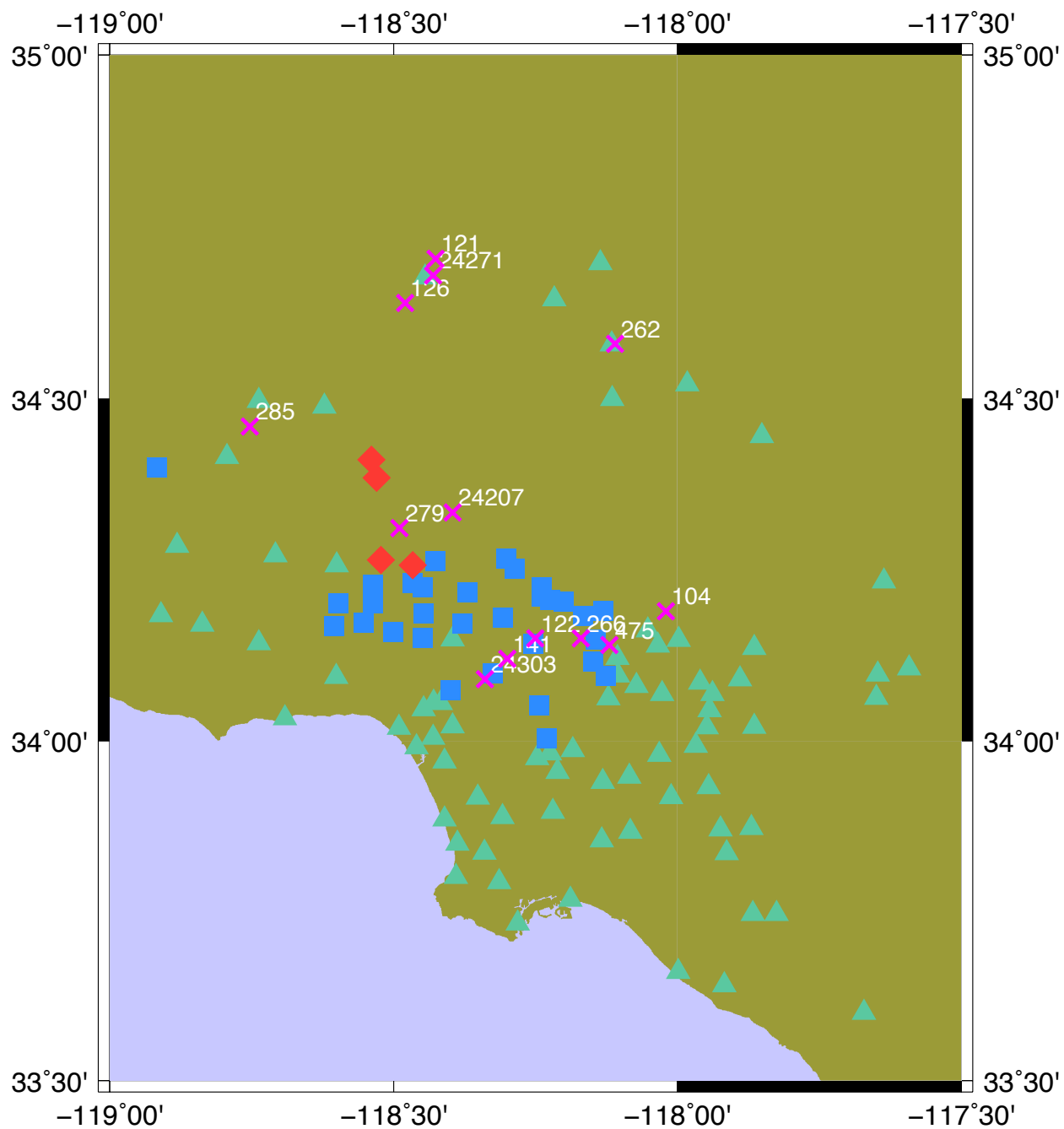


Abbildung C.9: Makroseismische Karte San Fernando 09.02.1971; Nummer: Stationsnummer, Dreieck: Intensität 6, Quadrat: Intensität 7, Raute: Intensität 8, Kreis: Intensität 9

D Diagramme

Antwortspektrenauswertung

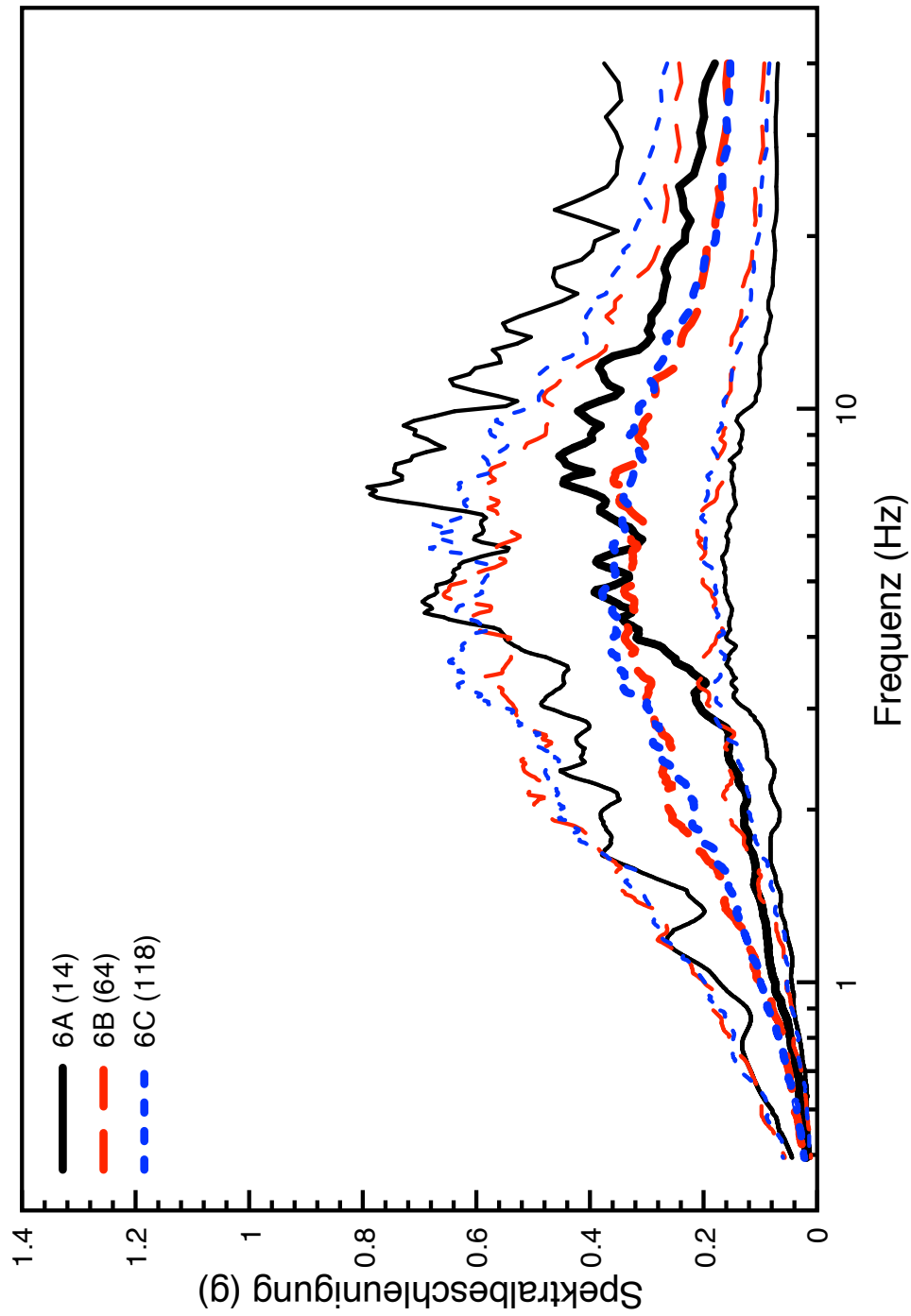


Abbildung D.1: Antwortspektren für die Intensität 6 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile). Die Klammernwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

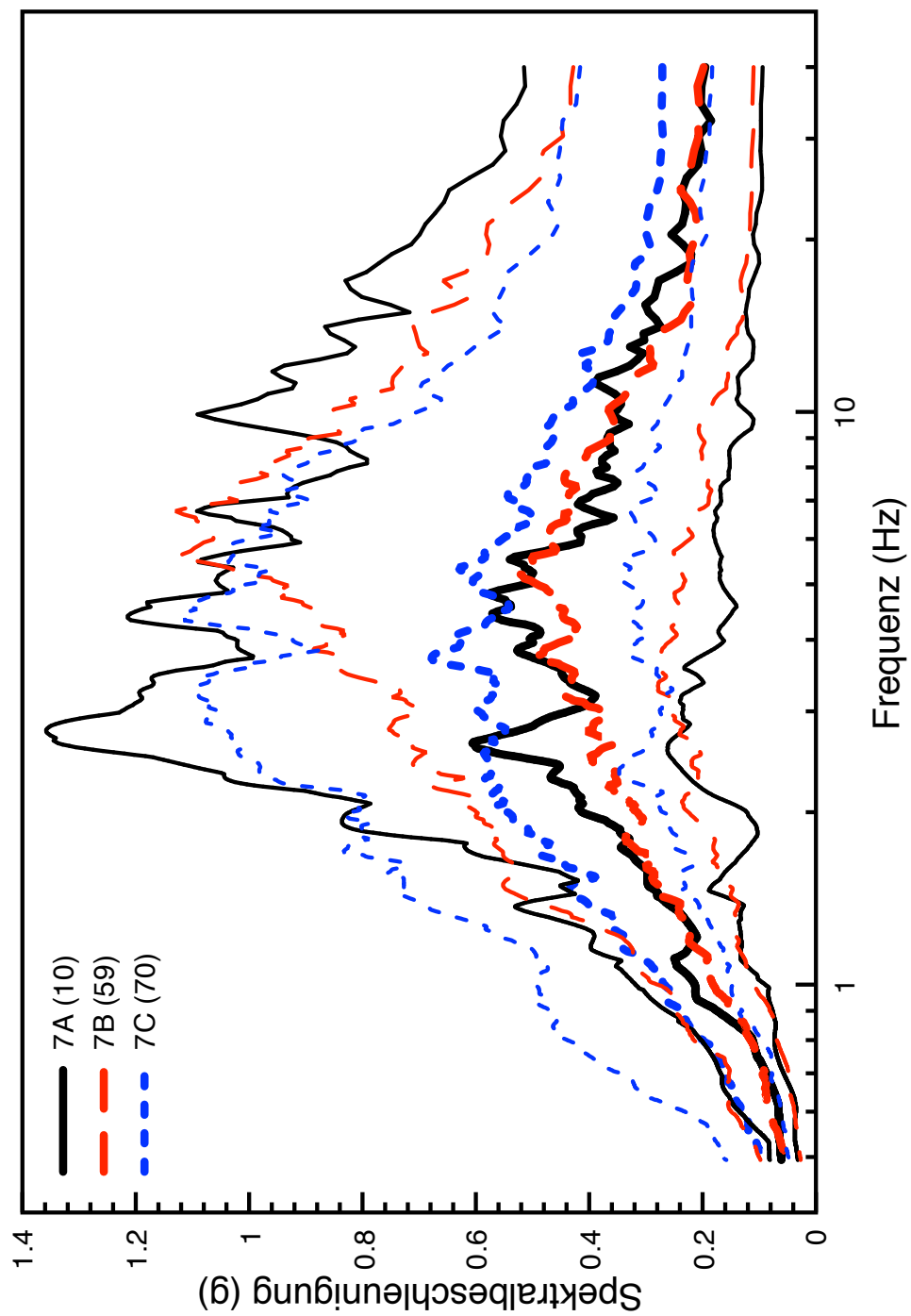


Abbildung D.2: Antwortspektren für die Intensität 7 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile). Die Klammernwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

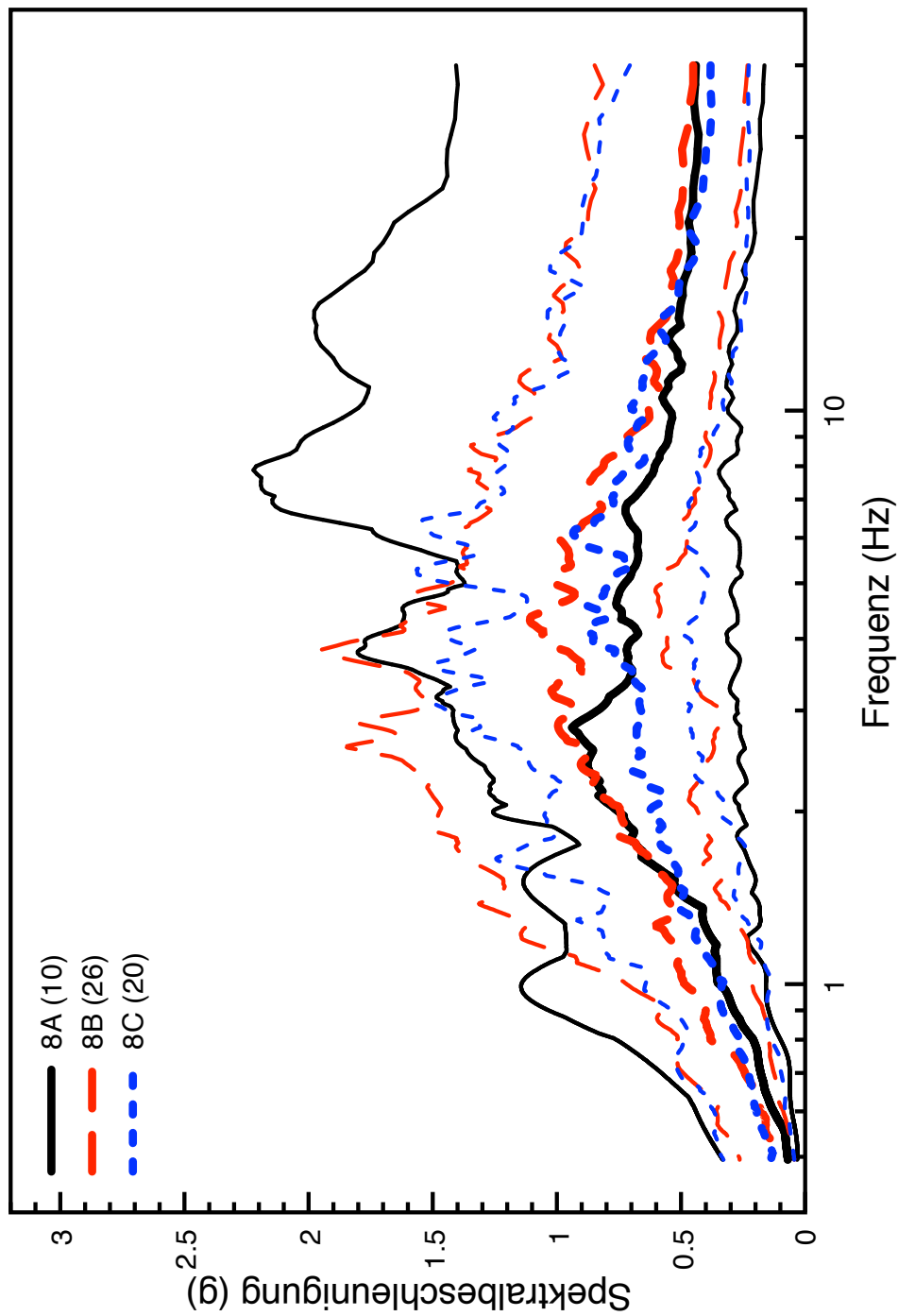


Abbildung D.3: Antwortspektren für die Intensität 8 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile). Die Klammerverte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

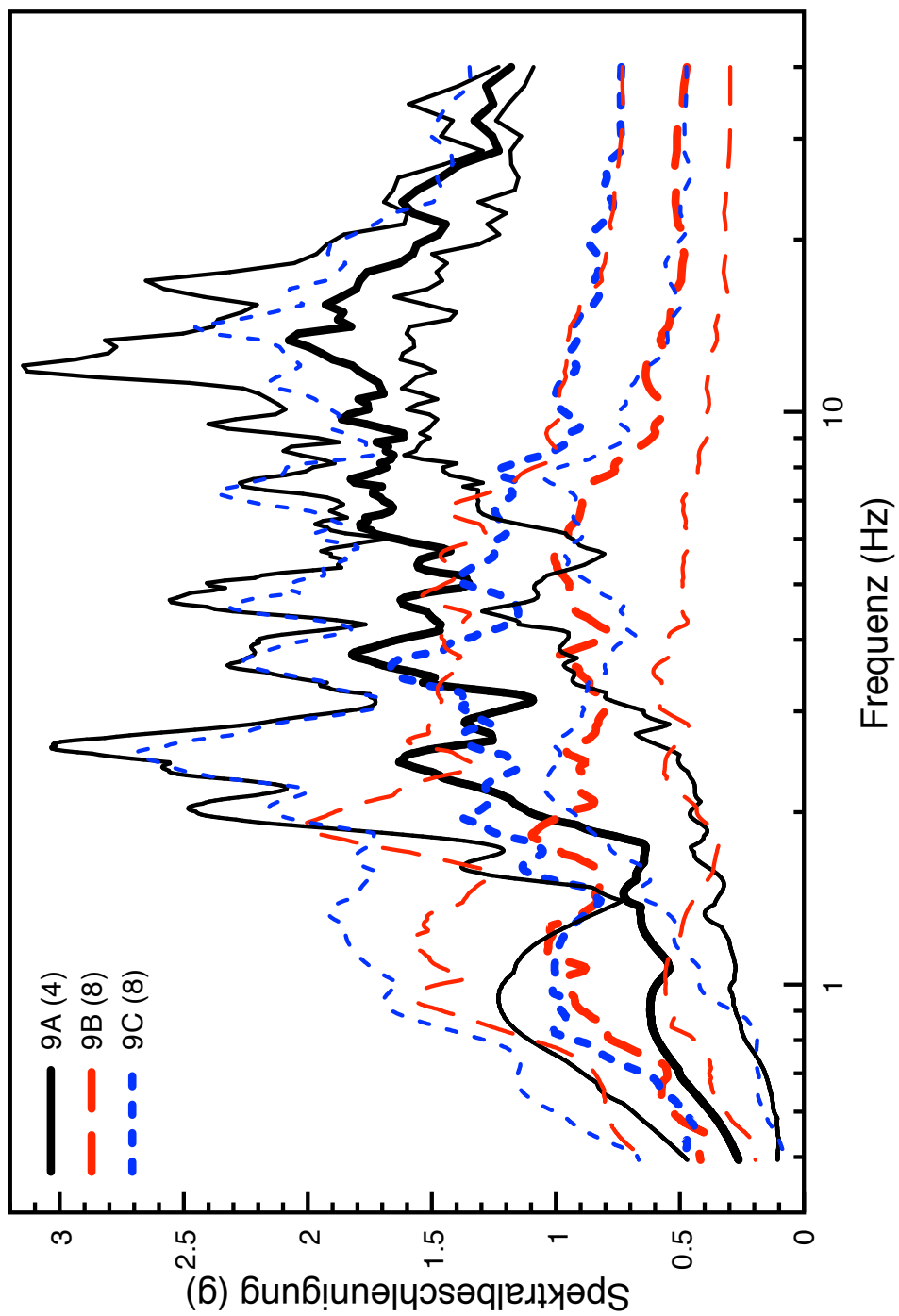


Abbildung D.4: Antwortspektren für die Intensität 9 und verschiedene Baugrundklassen (siehe Tabelle 5.2). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile). Die Klammernwerte geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

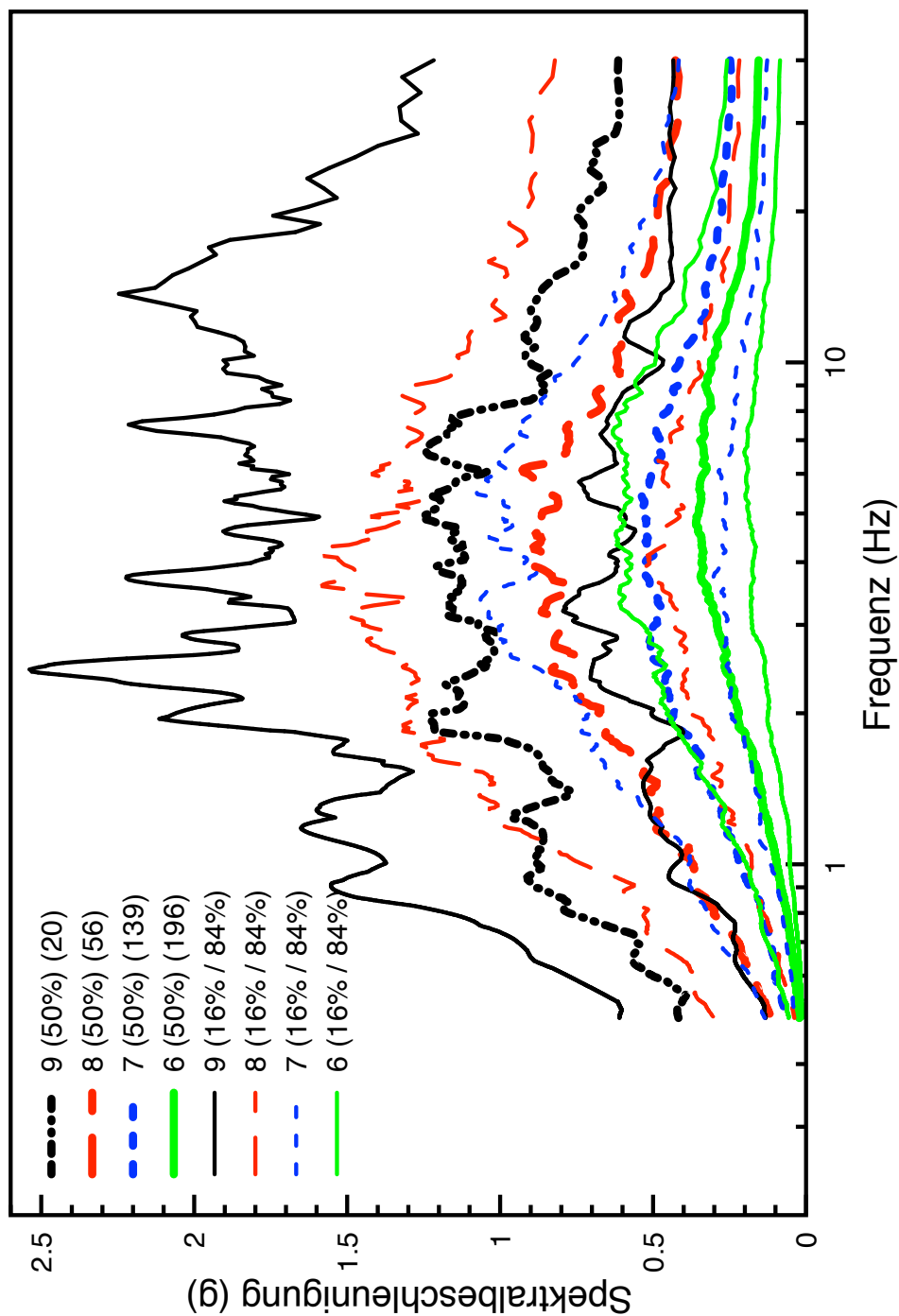


Abbildung D.5: Antwortspektren in Abhängigkeit von der Intensität, untergrundunabhängig (Mischklasse A,B,C). Dargestellt ist der Median (50 % Fraktile) sowie die Standardabweichungen $\pm\sigma$ (16 % - bzw. 84 % Fraktile). Die Zahlen in den Klammern geben die Anzahl der ausgewerteten Komponenten an.

E Eingabeparameter 1D Konvolutionsrechnungen

Tabelle E.1: EERA Eingabe - Bodenprofile mit Baugrundklasse B

	Schicht-Nr.	Mächtigkeit (m)	Dämpfung (%)	Wichte (kN/m ³)	Scherwellengeschw. (m/s)
B-R					
GOK	1	10	2,0	20,00	480
	2	10	3,0	20,00	600
	3	10	2,5	21,00	660
	4	100	1,5	22,00	800
	5	Halbraum	0,8	24,00	1000
Felsbasis					
B-125					
GOK	1	10	2,0	20,00	480
	2	10	3,0	20,00	600
	3	10	2,5	21,00	660
	4	20	2,0	21,00	680
	5	25	1,7	21,00	700
	6	100	1,5	21,00	750
	7	100	1,0	22,00	800
Felsbasis	8	Halbraum	0,8	24,00	1000
B-300					
GOK	1	10	2,0	20,00	480
	2	10	3,0	20,00	600
	3	10	2,5	21,00	660
	4	20	2,0	21,00	680
	5	50	1,7	21,00	690
	6	100	1,5	21,00	700
	7	100	1,2	21,00	750
	8	100	1,0	22,00	800
Felsbasis	9	Halbraum	0,8	24,00	1000
B-575					
GOK	1	10	2,0	20,00	480
	2	10	3,0	20,00	600
	3	10	2,5	21,00	660
	4	20	2,0	21,00	680
	5	50	1,7	21,00	680
	6	100	1,5	21,00	700
	7	175	1,3	21,00	730
	8	200	1,1	22,00	750
	9	100	1,0	22,00	800
Felsbasis	10	Halbraum	0,8	24,00	1000

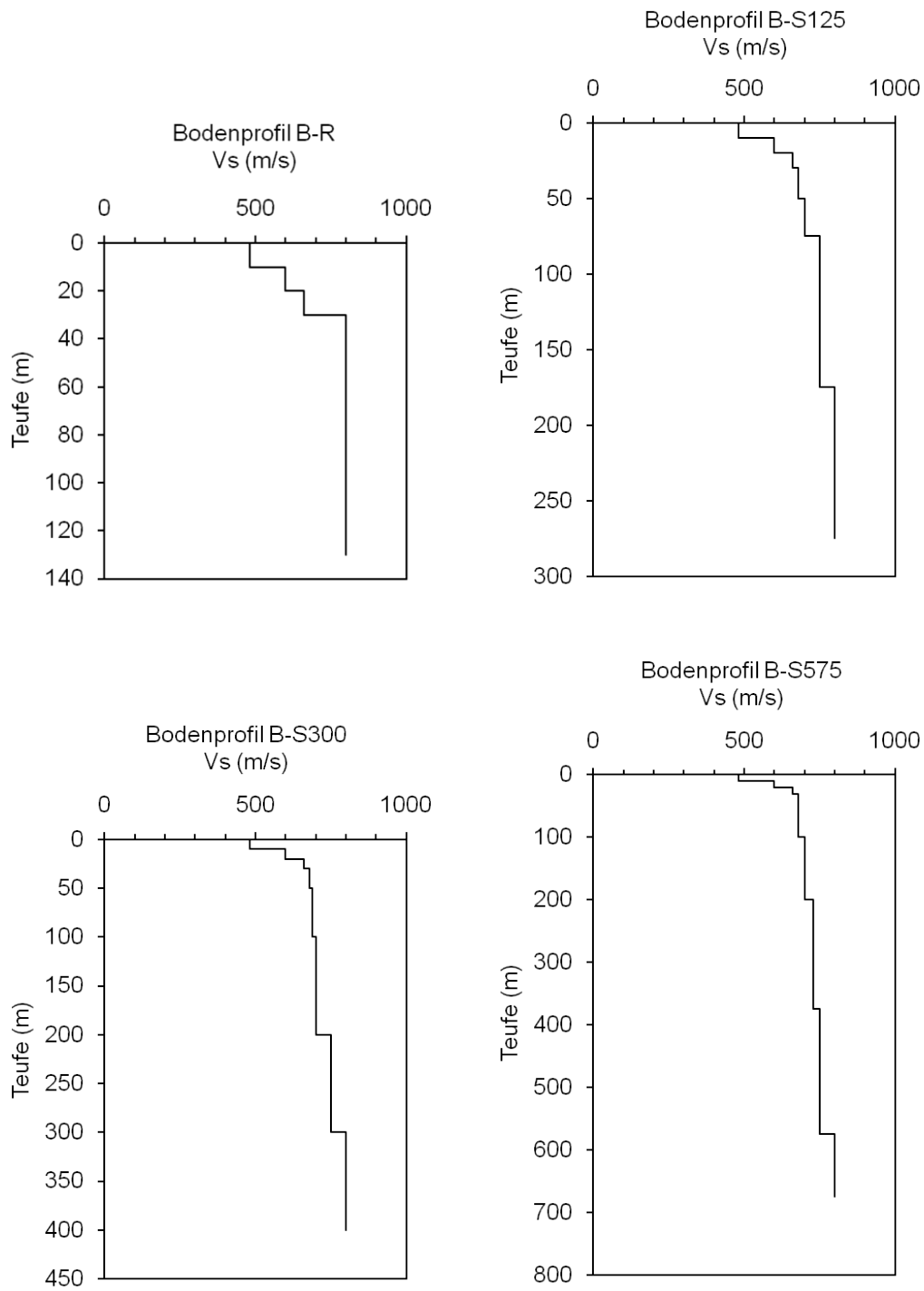


Abbildung E.1: Scherwellengeschwindigkeitsprofile für Baugrundklasse B und verschiedene Sedimenttiefen

Tabelle E.2: EERA Eingabe - Bodenprofile mit Baugrundklasse C

	Schicht-Nr.	Mächtigkeit (m)	Dämpfung (%)	Wichte (kN/m ³)	Scherwellengeschw. (m/s)
C-R					
GOK	1	10	2,0	19,00	230
	2	10	3,0	19,00	250
	3	10	2,5	19,00	295
	4	100	1,5	22,00	800
	5	Halbraum	0,8	24,00	1000
Felsbasis					
C-125					
GOK	1	10	2,0	19,00	230
	2	10	3,0	19,00	250
	3	10	2,5	19,00	295
	4	20	2,0	19,00	350
	5	25	1,7	20,00	450
	6	100	1,5	21,00	600
	7	100	1,0	22,00	800
Felsbasis	8	Halbraum	0,8	24,00	1000
C-300					
GOK	1	10	2,0	19,00	230
	2	10	3,0	19,00	250
	3	10	2,5	19,00	295
	4	20	2,0	19,00	350
	5	50	1,7	20,00	400
	6	100	1,5	21,00	550
	7	100	1,0	21,00	650
	8	100	1,0	22,00	800
Felsbasis	9	Halbraum	0,8	24,00	1000
C-575					
GOK	1	10	2,0	19,00	230
	2	10	3,0	19,00	250
	3	10	2,5	19,00	295
	4	20	2,0	19,00	350
	5	50	1,7	20,00	400
	6	100	1,5	21,00	500
	7	175	1,0	21,00	600
	8	200	1,0	22,00	700
	9	100	1,0	22,00	800
Felsbasis	10	Halbraum	0,8	24,00	1000

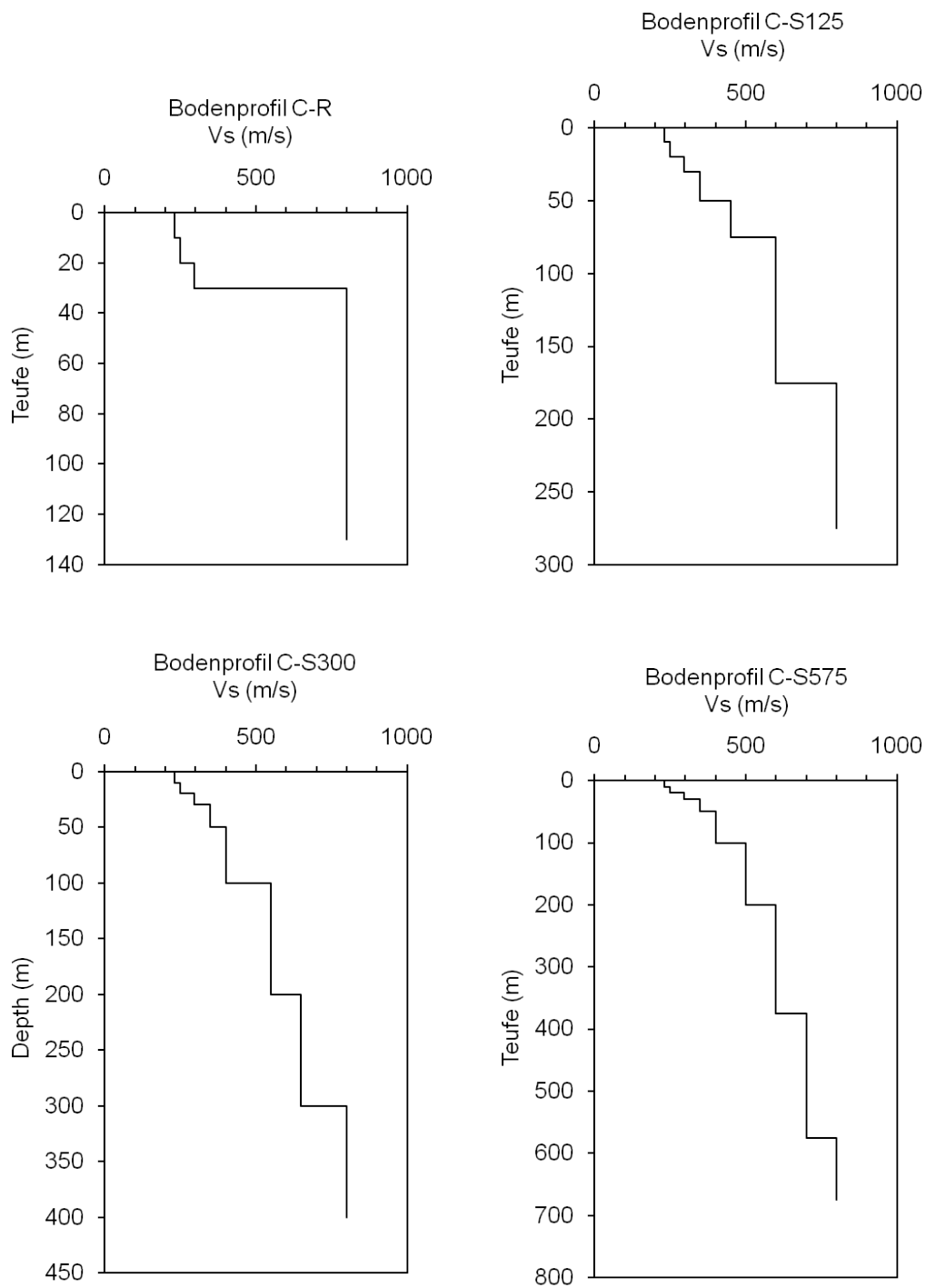


Abbildung E.2: Scherwellengeschwindigkeitsprofile für Baugrundklasse C und verschiedene Seditimenttiefen

F Informationen zu den Strong Motion Registrierungen

Legende

Tabellen F.X mit ungerader Zahl X

Stn. No.	= Stationsnummer
Lat.	= Latitude (Breitengrad)
Long.	= Longitude (Längengrad)
D1	= Kürzeste Entfernung zur Verwerfung (closest distance to fault)
D2	= Kürzeste Entfernung zur Bruchfläche (closest to fault rupture)
D3	= Joyner-Boore Entfernung
D4	= Hypozentralentfernung
D5	= Epizentralentfernung
BK	= Baugrungsklasse
GK	= Geologische Klasse
I_S	= Standortintensität (Entfernung zur Registrierung max. 7 km)
File	= Stationskürzel (Identifikation Filename)

Tabellen F.X mit gerader Zahl X

B	= Basement
GL	= Ground Level
St	= Story (floor)
Bldg.	= (Building, z. B.: 1-St Bldg. = 1-Story Building)

Tabelle F.1: Registrierungen Northridge 17.01.1994

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
74	34,311	-118,490	11,7	5,4	0,0	21,9	13,1	C	R	9	SCS
75	34,312	-118,481	8,8	5,2	0,0	22,2	13,6	B	R	9	SCE
78	34,106	-118,454	19,5	19,1	9,9	22,7	14,4	A	R	7	SCR
114	34,295	-118,479	8,6	5,9	0,0	21,1	11,8	B	R	9	LAD
141	34,120	-118,300	22,9	23,8	21,2	30,9	25,4	A	R	8	GPO
637	34,249	-118,478	9,5	8,4	0,0	19,5	8,5	B	S125	8	SPV
638	34,063	-118,463	23,1	22,5	12,9	25,1	18,0	B	S125	7	BVA
655	34,313	-118,499	8,6	5,4	0,0	21,8	13,0	B	R	9	JEN
872	34,067	-118,248	30,1					B	S300	7	SBL
5081	34,084	-118,599	23,8	22,3	10,3	22,5	14,2	B	R	7	TPF
5082	34,052	-118,451	24,1	23,6	14,6	26,2	19,6	B	S125	8	WWN
5303	34,209	-118,517	12,9	12,1	0,0	17,8	3,4	C	S125	8	STC
5306	34,221	-118,421	10,5	10,1	5,6	21,4	12,4	C	S125	7	RO3
5309	34,194	-118,411	12,5	12,5	7,9	21,9	13,1	B	S125	8	CWC
5311	33,990	-118,114	44,2	45,0	43,2	50,3	47,1	B	S300	6	BLF
5313	34,132	-118,439	17,4	17,2	9,4	22,0	13,4	B	R	9	MUL
5314	34,127	-118,405	18,4	18,4	12,4	23,9	16,3	B	R	8	MU2
5316	34,089	-118,435	21,2	20,8	12,4	24,4	17,0	B	S300	7	LWS
5317	34,114	-118,380	20,2	20,3	15,1	25,8	19,0	A	R	8	WON
5318	34,088	-118,365	22,9	23,1	17,8	27,9	21,8	C	R	8	WIL
5319	34,091	-118,093	38,8	39,3	38,9	47,7	44,3	B	R	6	GRN
5320	34,045	-118,298	29,4	29,7	25,6	34,4	29,6	B	S125	7	W15
5321	34,082	-118,298	26,2	26,7	23,4	32,4	27,3	C	S125	7	WST
5322	34,005	-118,279	33,6	34,0	29,5	38,0	33,8	C	S575	7	LVS
5332	34,111	-118,189	30,5	31,2	30,2	39,3	35,2	B	S125	6	LF2
5333	34,088	-118,222	29,9	30,7	29,0	37,6	33,3	B	S125	8	CYP
5334	34,115	-118,244	26,6	27,3	25,7	35,0	30,3	B	S125	7	FLE
5340	33,812	-118,270	50,6	50,4	46,1	54,0	51,0	C	S300	6	CAT
5345	33,897	-118,346	40,3	39,9	34,3	43,1	39,3	B	S300	6	LOA
5349	34,042	-118,553	25,5	24,1	13,3	25,3	18,2	C	R	8	SUN
5353	34,212	-118,605	15,7	14,7	0,0	18,2	4,9	C	S125	8	CPC
5354	34,001	-118,430	28,9	28,3	20,4	30,9	25,4	C	S300	6	CEN
5355	34,264	-118,666	14,3	13,4	0,0	21,3	12,2	B	R	8	KAT
5358	34,269	-118,303	15,3	13,4	12,4	29,8	24,1	B	R	7	GLE
5359	34,204	-118,302	17,2	16,9	15,9	29,1	23,2	B	R	7	HOW
5360	34,238	-118,253	19,7	18,5	17,8	32,9	27,8	B	R	6	NYA

Tabelle F.1: Registrierungen Northridge 17.01.1994

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
5363	34,200	-118,231	22,6	22,2	21,6	34,5	29,7	C	R	6	GLP
5378	33,899	-118,196	46,7	47,0	43,0	50,6	47,5	C	S575	6	CAS
5381	33,836	-118,240	49,9	49,8	45,4	53,3	50,3	C	S300	6	WAT
5391	34,046	-118,355	26,9	27,0	21,2	31,0	25,5	C	S300	9	STN
5393	34,130	-118,036	41,4	41,4	41,1	51,5	48,4	B	S125	6	CAM
5394	33,965	-118,158	43,5	44,1	41,3	48,5	45,3	C	S575	6	JAB
5395	34,168	-118,078	36,2	36,1	35,8	47,4	44,0	B	S125	6	SMV
5396	34,021	-118,287	31,5	32,3	27,9	36,5	32,1	C	S300	7	VRM
5399	34,127	-118,059	39,6	39,7	39,4	49,6	46,4	C	S125	6	ARC
5968	34,281	-118,478	8,6	6,5	0,0	20,6	10,9	C	S125	9	RRS
14404	33,746	-118,396	53,0	52,2	48,0	56,0	53,2	B	R	6	RAN
23595	34,486	-117,980	49,2	46,6	46,3	63,7	61,3	A	R	6	LIT
24047	34,492	-118,327	27,7	23,6	23,1	41,9	38,1	A	R	7	VAS
24087	34,236	-118,439	9,5	8,7	3,3	20,7	11,1	C	S300	7	ARL
24088	34,288	-118,375	10,6	7,3	5,3	26,0	19,3	B	R	8	PKC
24157	34,009	-118,361	29,9	23,5	26,2	33,2	28,2	C	S300	7	BLD
24207	34,334	-118,396	11,7	7,0	4,9	26,9	20,4	A	R	8	PAC
24279	34,390	-118,530	10,9	5,9	3,2	26,8	20,3	C	R	7	NWH
24283	34,288	-118,881	26,4	24,8	16,9	36,0	31,5	B	R	7	MRP
24303	34,090	-118,339	23,7	24,0	19,7	29,4	23,6	C	S300	8	HOL
24332	34,058	-118,417				27,6		C	S300	7	LCB
24386	34,221	-118,471				20,2		B	S125	8	VNU
24389	34,063	-118,418	23,7	23,4	15,5	26,7	20,2	C	S300	7	CCN
24401	34,115	-118,130	34,6	35,0	34,6	44,0	40,3	B	S125	6	SMA
24514	34,326	-118,444	9,9	5,3	1,7	24,2	16,8	B	R	8	SYL
24521	34,581	-118,135	45,0	41,7	41,4	59,4	56,8	B	R	6	PHP
24538	34,011	-118,490	27,4	26,5	17,3	28,5	22,5	C	S300	8	STM
24605	34,062	-118,198	33,4	34,2	32,4	40,5	36,5	B	S300	8	UNI
24611	34,059	-118,246	30,8	31,5	28,8	37,1	32,7	B	S300	7	TEM
24612	34,043	-118,271	30,8	31,3	27,8	36,2	31,7	C	S300	7	PIC
24670	34,031	-118,433				29,1		C	S300	8	ICB
24688	34,068	-118,439	22,9	22,5	13,8	25,6	18,6	B	S300	7	UCL
25282	34,208	-119,079	42,6	40,3	34,8	51,4	48,3	C	R	6	CMR

Tabelle F.2: Stationen Northridge 17.01.1994

Stn. No.	Station, Ort
74	Sylmar, CA-Pacoima Dam, Converter Station, B
75	Sylmar, CA-Pacoima Dam, Converter Station, East
78	Stone Canyon Reservoir Dam, Hill-Ucsb/Usc Portable Site, Hill, GL
114	LA Reservoir-LA Dam Foundation
141	LA, CA-Griffith Park Observatory, Cncr Pier On Bedrock, GL
637	Sepulveda VA Hospital-Bldg. 40, 1-St Bldg., GL
638	LA Brentwood, CA-VA Hospital-Brentwood va Hosp. Bldg. 259, 1-St Bldg. concrete, GL
655	Sylmar, CA-Jensen Filter Plant, Generator Bldg., 13100 Balboa, Filter Gen. Room, B
872	LA, CA-1111 Sunset Blvd., 7-St Bldg., B
5081	Malibu, CA-Topanga Canyon Fire Station, 1-St Bldg., GL
5082	LA, CA-Wadsworth VA Hospital North, 6-St Bldg., Inst Shelter H, GL
5303	Northridge, CA-White Oak Covenant Church-17645 Saticoy St., 2-St Bldg., GL
5306	Sun Valley, CA-Grace Community Church-13248 Roscoe Blvd, 2-St Bldg., GL
5309	North Hollywood, Ca-Coldwater Canyon School-6850 Coldwater Canyon, 1-St Bldg., GL
5311	Montebello, CA-St. Vincents High School, 1105 Bluff Rd., 2-St Bldg., GL
5313	LA, CA-Fire Station 99-14145 Mulholland Dr., 2-St Bldg., GL
5314	Beverly Hills-Fire Station 108, 12520 Mulhol, 1-St Bldg., GL
5316	LA, CA-Westlake School-700 N Faring Rd., 2-St Bldg., GL
5317	LA, CA-Wonderland Ave Elem School-8510 Wonderland Ave.2-St Bldg., GL
5318	Hollywood, CA-Laurel Childrens Center-8023 Willoughby, 1-St Bldg., GL
5319	San Gabriel, CA-Lincoln School, 600 E Grand Ave., 1-St Bldg., GL
5320	LA, CA-St Thomas School, 2628 W. 15Th. St., 1-St Bldg., GL
5321	LA, CA-Dayton Heights Elem School-607 Westmoreland Ave., 1-St Bldg., GL
5322	LA, CA-W Vernon Ave School-4312 S Grand Ave., 1-St Bldg., GL
5332	LA, CA-Fire Station 12-5921 Figueroa St., 1-St Bldg., GL
5333	LA, CA-Divine Saviour School-624 Cypress Ave., 1-St Bldg., GL
5334	LA, CA-Fire Station 50-3036 Fletcher Dr., 2-St Bldg., GL
5340	Carson, CA-Catskill Ave School, 23536 Catskill Ave, 2-St Bldg., GL
5345	Lawndale, CA, Hawthorne Lds Church 14801 Osage Ave., 1-St Bldg., GL
5349	Pacific Palisades, CA-Fire Station 23-17291 Sunset Blvd., 1-St Bldg., GL
5353	Canoga Park, CA-Epiph. Luth. Church-7769 Topanga Canyon Blvd., 1-St Bldg., GL
5354	LA, CA-McBride School-3960 Centilena St, 1-St Bldg., GL
5355	Simi Valley, CA-Knolls Elem School-6334 Katherine Rd, 1-St Bldg., GL

Tabelle F.2: Stationen Northridge 17.01.1994

Stn. No.	Station, Ort
5358	Sunland, CA-Mt Gleason Jr High School-10965 MT Gleason Ave., 1-St Bldg., GL
5359	Burbank, CA-Castaway Restaurant-1250 Howard Rd., 1-St Bldg., GL
5360	La Crescenta, CA-Clark Jr High School-4747 New York Ave., 2-St Bldg., GL
5363	Glendale, CA-Fremont Elem School-3320 Las Palmas Ave., 1-St Bldg., GL
5378	Compton, CA-Compton Lds Church, 14637 Castlegate St, 2-St Bldg., GL
5381	Carson, CA-Del Aamo Elem School, 21288 Water St, 2-St Bldg., GL
5391	LA, CA-Saturn Street School-5360 Saturn St., 2-St Bldg., GL
5393	Arcadia-Arcadia High School 180 Campus Dr., 1-St Bldg., GL
5394	Bell Gardens, CA-Grant Lds Church 7420 Jaboneria, 1-St Bldg., GL
5395	Pasadena, CA-1150 N Sierra Madre Villa Ave, GL
5396	LA, CA-S.Vermont Ave, GL
5399	Arcadia-855 Arcadia Ave, GL
5968	LA Reservoir, 77-Rinaldi Receiving Station, Free-Field
14404	Rancho Palos Verdes, CA, Crestmont College, Hawthorne Blvd., 1-St Bldg., GL
23595	Littlerock-Brainard Canyon, Inst Shelter H, GL
24047	Vasquez Rocks Park, Inst Shelter A, GL
24087	San Fernando Valley, CA-Arleta (Nordhoff) Fire Station, 1-St Bldg., GL
24088	Pacoima-Kagel Canyon Fire Station, 1-St Bldg., GL
24157	LA, CA-Baldwin Hills, Former Rsrvr., Instr Shltr A, GL
24207	Pacoima Dam (downstream) Small Bldg;Concrete Arch Dam
24279	Newhall, CA-LA County Fire Station, Lake Hughes Array, 1-St Bldg., GL
24283	Moorpark, CA-Ventura County Fire Dept, Lake Hughes Array, 1-St Bldg., GL
24303	LA, Hollywood Storage Bldg. Grounds, Instr. Shltr. H, GL
24332	LA, CA-3-St Commercial concrete Bldg., Garage Level B, S. Wall
24386	VAN NUYS CA-7-St concrete Bldg., Ground Flr. SE Corner
24389	LA, CA-Century City Country Club North, Instrument Shelter, GL
24401	San Marino-SW Academy, 1-St Bldg., GL
24514	Sylmar, CA-County Hospital, 6-St Steel, Concrete Bldg., Parking lot, GL
24521	Palmdale, CA-Hwy 14
24538	Santa Monica, CA-Santa Monica City hall Grounds, Instrument Shelter, GL
24605	LA-Hospital, 7-St Isolate Steel Bldg., Instr. Shltr. D, Free Field
24611	LA, Temple
24612	LA, CA-Pico
24670	LA, CA-I10/405 Interchange Bridge, Concrete, Nr. West Abutment, Deck level
24688	LA, CA-UCLA Grounds, Instrument Shelter, GL
25282	Camarillo, CA, Lake Hughes Array, 1-St Bldg.

Tabelle F.3: Registrierungen Landers 28.06.1991

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
23	34,851	-116,858		19,7	19,7	82,4	82,12	C	R	6	CLW
24	34,568	-116,612	2,0	2,2	2,2	44,58	44,02	A	R	9	LCN
22074	34,903	-116,823	31,0	23,6	23,6	86,28	85,99	C	R	6	YER
23559	34,887	-117,047	44,4	34,9	34,9	95,0	94,77	B	R	6	BRS

Tabelle F.4: Stationen Landers 28.06.1991

Stn. No.	Station, Ort
23	Coolwater
24	Lucerne Valley
22074	Yermo - Fire Station, 1-St Bldg., GL
23559	Barstow, CA - Vineyard & H St.

Tabelle F.5: Registrierungen Loma Prieta 18.10.1989

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
13	37,047	-121,984		10,7	3,9	19,7	9,0	B	R	7	BRN
14	36,972	-121,995		17,5	11,0	21,5	12,6	B	R	8	WAH
15	37,001	-122,062		18,5	12,2	24,1	16,5	B	R	7	UC2
17	37,432	-122,172		30,4	30,2	53,5	50,5	B	R	7	SPG
1002	37,528	-122,256	32,3	43,2	43,1	65,9	63,5	C	R	7	A02
1028	36,850	-121,400	16,8	27,6	27,3	51,0	47,9	C	R	8	HCH
1161	37,470	-122,320	30,7	41,0	40,9	63,9	61,5	B	R	7	A09
1227	37,400	-122,140	16,7			49,7		C	R	7	VAH
1601	37,419	-122,205	20,5	30,9	30,6	54,1	51,2	C	R	6	SLC
1652	37,165	-121,631	16,9	20,3	19,9	31,8	26,6	B	R	7	AND
1695	37,402	-122,024	18,1	24,2	23,9	45,6	42,1	C	R	6	SVL
47006	36,973	-121,568	3,0	10,0	9,2	33,8	29,0	B	R	7	GIL
47125	36,973	121,953	15,9	15,2	8,7	20,03	9,78	C	R	7	CAP
47179	36,671	-121,642	28,2	32,8	28,7	49,6	46,4	C	R	7	SJW
47377	36,597	-121,897		44,4	39,7	52,4	49,4	A	R	6	MON
47379	36,973	-121,572	2,8	9,6	8,8	33,6	28,6	A	R	7	G01
47380	36,982	-121,556	4,5	11,1	10,4	34,5	29,8	C	R	7	G02
47381	36,991	-121,536	6,3	12,8	12,2	35,9	31,4	C	R	7	G03

Tabelle F.5: Registrierungen Loma Prieta 18.10.1989

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
47524	36,848	-121,397	17,2	27,9	27,7	51,3	48,2	B	R	8	HSP
57007	37,046	-121,803	2,8	3,9	0,2	18,9	7,2	B	R	8	CLS
57066	37,398	-121,952	21,0	24,6	24,3	43,8	40,1	C	R	6	AGW
57180	37,202	-121,991	3,6	5,0	3,2	26,8	20,4	A	R	8	LEX
57382	37,000	-121,521	7,9	14,3	13,8	36,8	32,4	C	R	7	G04
57476	37,009	-121,569		11,0	10,3	33,1	28,1	C	R	7	GOF
57504	37,124	121,551	16,9	20,8	20,4	35,5	30,9	C	R	7	CLD (DSM)
57563	37,210	-121,803	11,9	14,7	14,2	26,7	20,1	A	R	6	STH
58065	37,255	-122,031	4,1	8,5	7,6	32,4	27,2	B	R	6	STG
58127	37,429	-122,258	23,8	34,1	33,9	57,2	54,5	B	R	7	WDS
58135	37,001	-122,060	18,8	18,4	12,0	23,9	16,3	B	R	7	LOB
58235	37,262	-122,009		9,3	8,5	32,2	27,1	B	R	6	WVC
58262	37,512	-122,308		44,1	43,9	66,9	64,6	B	R	7	BES
58264	37,453	-122,112		30,8	30,6	53,1	50,2	C	R	7	PAE
58378	37,484	-122,313	32,0	41,9	41,7	64,7	62,3	B	R	7	A07
58539	37,674	-122,388	53,0	68,2	67,6			A	R	7	SSF
58596	37,492	-122,136	26,7	35,5	35,3	57,7	55,0	C	R	7	DUM

Tabelle F.6: Stationen Loma Prieta 18.10.1989

Stn. No.	Station, Ort
13	Bran, (UCSC Stn.)
14	Waho
15	Ucsc
17	Stanford Park, Garage
1002	Apeel 2 - Redwood City, Inst Shelter, GL
1028	Hollister City Hall Annex 339 Fifth St, 1-St Bldg., Basement
1161	Apeel 9 - Crystal Springs Res, Inst Shelter A, GL
1227	Palo Alto, Ca - Va Hospital - Va Hospital Building 1, 6-St Bldg., Basement
1601	Palo Alto - Slac Lab, Stanford University, GL
1652	Anderson Dam, Earth Dam, Downstream
1695	Sunnyvale, Ca-Salsman Residence-1058 Colton Ave,1-St Bldg. Wood Frame,GL
47006	Gilroy - Gavilan College Geol Bldg., 1-St Bldg., GL
47125	Capitola - Fire Station, 1-St Bldg.
47179	Salinas - John & Work, 1-St Bldg., GL

Tabelle F.6: Stationen Loma Prieta 18.10.1989

Stn. No.	Station, Ort
47377	Monterey, Ca - City Hall, Basement
47379	Gilroy Array Sta 1 - Gavilan College, Water Tank, Inst Shltr H, GL
47380	Gilroy Array Sta 2 - Hwy 101 & Bolsa Rd, 1-St Bldg., GL
47381	Gilroy Array Sta 3 - Sewage Plant, 1-St Bldg., GL
47524	Hollister - South & Pine, GL
57007	Corralitos, Ca, 1-St Bldg., GL
57066	Agnew - Agnews State Hospital, 1-St Bldg., GL
57180	Los Gatos - Lexington Earth Dam, Left Abutment
57382	Gilroy Array Sta 4 - San Ysidro School, 1-St Bldg., GL
57476	Gilroy - Historic Bldg., GL
57504	Coyote Lake Dam - Downstream, Inst. Shelter H
57504	Coyote Lake Dam, Downstream, Inst. Shelter H
57563	San Jose, Ca, Santa Teresa Hills, GL
58065	Saratoga, Ca - Aloha Ave, 1-St Bldg., GL
58127	Woodside, Ca Fire Station, 1-St Bldg., GL
58135	Santa Cruz, Ca, Lick Observatory, 1-St Bldg., GL
58235	Saratoga, Ca - West Valley Community College Wvc Gym, 1-St Bldg., GL
58262	Belmont - Envirotech, Basement, Near Center
58264	Palo Alto - 1900 Embarc., GL
58338	Piedmont, Ca, Piedmont Jr. High Grounds, GL
58378	Apeel 7 - Upper Crystal Springs Res., Ca, Pulgas , GL
58539	South San Francisco, Ca, Sierra Pt., GL
58596	Dumbarton Bridge West End Ff (PEER: Stn. 58664)

Tabelle F.7: Registrierungen Cape Mendocino 25.04.1992

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
89005	40,348	-124,352		7,0	0,0	14,1	10,4	A	R	8	CPM
89324	40,503	-124,100	28,0	14,3	7,9	24,6	22,6	C	R	7	RIO

Tabelle F.8: Stationen Cape Mendocino 25.04.1992

Stn. No.	Station, Ort
89005	Cape Mendocino, Ca - Petrolia, Inst Shltr H, GL

Tabelle F.8: Stationen Cape Mendocino 25.04.1992

Stn. No.	Station, Ort
89324	Rio Dell - Hwy 101 & Painter St Overpass, Ff, GL

Tabelle F.9: Registrierungen North Palm Springs 08.07.1986

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
5003	33,718	-117,022	40,8	38,2	38,0	50,4	49,2	C	R	6	H04
5038	33,950	-117,150	43,8	37,9	37,7	51,3	50,1	C	R	6	SNY
5067	33,747	-116,214		35,6	35,3	47,6	46,3	C	R	6	INO
5070	33,924	-116,543	3,6	4,0	0,0	15,3	10,6	B	R	7	NPS
5072	33,989	-116,655	6,1	6,0	0,0	11,8	4,2	C	R	7	WWT
5073	33,918	-116,782	10,7	7,8	6,7	21,2	18,2	C	R	6	CAB
5160	33,556	-116,674	41,2	42,4	42,2	51,0	49,8	C	R	6	AZF
12025	33,829	-116,501	9,3	10,8	10,1	23,8	21,1	C	R	7	PSA
12149	33,962	-116,509	6,8	6,8	1,0	15,1	10,4	C	R	7	DSP
12202	33,760	-116,960	33,4	31,0	30,7	43,2	41,8	C	R	6	H06
12331	33,729	-116,979	36,9	34,7	34,5	46,7	45,4	C	R	6	H05

Tabelle F.10: Stationen North Palm Springs 08.07.1986

Stn. No.	Station, Ort
5003	Winchester, Ca, Page Bros. Ranch Hemet Array D (PEER: Stn. 13201)
5038	Sunnymead, Randa Ranch, 29261 Ironwood, 2-St Bldg., Wood Frame, GL
5067	Indio, GL
5070	North Palm Springs, Ca, Post Office, 1-St Bldg., GL
5072	Whitewater Canyon, Ca - Ww Trout Farm, 1-St Bldg., GL
5073	Cabazon, Ca - Post Office, 1-St Bldg., GL
5160	Anza Array - Anza Fire Station, 1-St Bldg., GL
12025	Palm Springs, Ca - Airport, Inst Shltr A, GL
12149	Desert Hot Springs, Ca - New Fire Station, 1-St Bldg., GL
12202	San Jacinto, Ca - Valley Cemetery Hemet Array F, 1-St Bldg., GL
12331	Hemet Fire Station-Hose Storage Room;Hemet Array Stae-Stetson Ave,1-St Bldg.,GL

Tabelle F.11: Registrierungen San Fernando 09.02.1971

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
104	34,190	-118,020	35,7	30,7	30,7	47,7	45,9	A	R	6	SAD
121	34,704	-118,426	30,1	30,2	25,6	32,2	29,4	A	R	6	FTR
122	34,150	-118,250	23,8			33,1		C	S125	7	GLE
126	34,640	-118,480	23,8	25,1	19,5	27,5	24,2	A	R	6	L04
141	34,120	-118,300	25,5			34,6		A	R	7	GPO
262	34,580	-118,110	29,3	29,0	24,2	34,2	31,6	B	R	6	PDL
266	34,150	-118,170	27,8	21,5	21,5	41,3	39,2	B	R	7	PSL
279	34,311	-118,490		2,8				C	R	9	PCD
285	34,460	-118,753		24,9	24,7	34,1	31,6	B	R	6	FSD
475	34,140	-118,120	31,6	25,5	25,5	44,7	42,8	B	R	7	ATH
24207	34,334	-118,396	3,5			11,9		A	R	9	PAC
24271	34,680	-118,430	27,6	27,4	22,2	29,2	26,1	B	R	6	LAS
24303	34,090	-118,339		22,8	22,8	41,6	39,5	C	S300	7	PEL

Tabelle F.12: Stationen San Fernando 09.02.1971

Stn. No.	Station, Ort
104	Santa Anita Dam - Santa Anita Res. Arcadia, Ca, Concrete Dam, Abutment
121	Fairmont Dam - Fairmont Reservoir, Earth Dam, Abutment
122	Glendale, Ca - Municipal Services Bldg - 633 E Broadway, 3-St Bldg., Basement
126	Lake Hughes, Ca - Lake Hughes Array #4, Inst Shltr A, GL
141	Los Angeles, Ca - Griffith Park Observatory, Cncr Pier On Bedrock, GL
262	Palmdale, Ca - Palmdale Fire Station #37 - 38318 Ninth St E, 1-St Bldg., GL
266	Pasadena, Ca - Old Seismological Lab Cit, 2-St Bldg., Basement
279	Pacoima Dam, Sylmar, Ca - Converter Station, Basement
285	Santa Felita Dam, Outlet
475	Pasadena, Ca - Athenaeum Cit, 2-St Bldg. Reinf Conc, Basement (PEER: Stn. 80053)
24207	Pacoima Dam, Small Bldg., Concrete Arch Dam
24271	Lake Hughes Sta 1 - Fire Station #78, 1-St Bldg., GL
24303	La - Hollywood Storage Bldg., Grounds, Inst Shelter H, Ff

Tabelle F.13: Registrierungen Sierra Madre 28.06.1991

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
24399	34,224	-118,057	9,9	10,4	2,6	13,6	6,5	A	R	6	CSS
24400	34,037	-118,178	26,5	27,4	25,5	32,0	29,6	C	S300	6	LAO
24401	34,115	-118,130	17,9	18,7	15,9	23,3	20,0	B	S125	6	SMC
24402	34,177	-118,096	12,5	13,2	8,6	17,4	12,6	B	S125	6	ECP

Tabelle F.14: Stationen Sierra Madre 28.06.1991

Stn. No.	Station, Ort
24399	Mt Wilson - Caltech Seismic Station, Seismic Vault, GL
24400	Los Angeles, Ca - Obregon Park, 1-St Bldg., GL
24401	San Marino, Ca - Southwestern Academy, 1-St Bldg., GL
24402	Altadena, Ca - Eaton Canyon Park, 1-St Bldg., GL

Tabelle F.15: Registrierungen Superstition Hills (B) 24.11.1987

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
1335	32,793	-115,562	13,9	18,2	18,2	36,9	35,8	C	R	7	ICC
5052	32,790	-115,860	21,0	22,2	22,2	27,5	26,0	C	R	6	PLS
5060	32,998	-115,509	18,2	17,0	17,0	31,2	29,9	C	R	6	BRA
5061	33,130	-115,520	28,3	27,0	27,0	32,9	31,6	C	R	6	CAL
11369	33,040	-115,620	13,3	13,0	13,0	21,5	19,5	C	R	7	WSM

Tabelle F.16: Stationen Superstition Hills (B) 24.11.1987

Stn. No.	Station, Ort
1335	El Centro Imp. Co. Cent, GL
5052	Plaster City, Ca - Warehouse, 1-St Bldg., GL
5060	Brawley, 1-St Bldg., Metal Hangar, GL
5061	Calipatria Fire Station, 2-St Bldg., GL
11369	Westmorland Fire Station, 1-St Bldg., GL

Tabelle F.17: Registrierungen Whittier Narrows 01.10.1987

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
71	34,064	-117,952	14,5	16,3	6,4	18,9	12,0	C	R	6	WCO
72	34,026	-117,918	15,9	17,8	10,2	21,1	15,3	C	R	6	RIM
95	34,171	-118,079	19,0	19,2	8,0	19,7	13,2	B	R	7	OLD
141	34,120	-118,300	21,9			26,0		B	R	6	GPO
289	34,020	-118,053	13,7	14,7	2,6	15,2	4,2	C	S300	8	WND
475	34,139	-118,121		17,2	4,2	18,1	10,6	B	S125	7	ATH
634	33,917	-118,067	19,9	20,4	14,4	20,9	15,0	C	S300	7	NOR
697	33,935	-117,884	21,5	22,8	17,7	26,5	22,2	B	S300	6	ORN
709	34,048	-118,111	13,6	14,5	0,4	14,9	2,9	B	S300	7	GRV
951	33,890	-117,927	23,2	24,0	19,1	27,0	22,7	B	S300	6	BRD
5129	33,996	-118,162	14,9			18,1		C	S300	6	BBM
5303	34,209	-118,517	41,2	41,7	38,0	46,3	43,9	C	S125	6	STC
5305	34,251	-118,420	35,8	36,3	31,8	41,1	38,4	C	S125	6	KAG
5306	34,221	-118,421	34,4	35,0	30,3	39,5	36,7	C	S125	6	RO3
5307	34,222	-118,442	36,0	36,6	32,1	41,1	38,4	C	S125	6	RO2
5308	34,235	-118,366	31,5	31,9	26,7	36,5	33,4	C	S125	6	SUL
5309	34,194	-118,411	32,6	33,1	28,4	37,5	34,5	C	S125	6	CWC
5310	34,146	-118,413	31,0	31,1	26,9	35,5	32,3	C	S125	6	CO2
5312	34,168	-118,332	26,1	26,3	20,4	30,3	26,6	C	S125	6	BUE
5313	34,132	-118,439	32,5	32,7	29,1	37,2	34,3	B	R	6	MUL
5314	34,127	-118,405	29,7	29,9	25,9	34,3	31,1	B	R	6	MU2
5319	34,091	-118,093	14,4	15,2	0,0	15,4	4,8	B	S125	7	GRN
5321	34,082	-118,298	20,6	21,1	15,3	25,0	20,3	C	S125	6	WST
5322	34,005	-118,279	19,5	20,5	14,5	23,9	18,9	C	S575	6	GR2
5323	33,976	-118,289	21,1	22,2	16,8	25,5	20,9	C	S575	6	W70
5325	34,004	-118,230	16,8	17,9	10,5	20,7	14,6	C	S575	6	VER
5332	34,111	-118,189	16,1	16,5	6,0	19,0	12,1	B	S125	6	FIG
5333	34,088	-118,222	16,4	17,0	8,6	20,0	13,7	B	S125	7	CYP
5334	34,115	-118,244	18,5	18,9	11,1	22,2	16,7	B	S125	6	FLE
5340	33,812	-118,270	31,8	33,2	29,9	34,9	31,7	C	S300	6	CAT
5345	33,897	-118,346	28,9	30,0	26,3	33,1	29,8	C	S300	6	LOA
5353	34,212	-118,606	48,4	49,0	46,0	53,7	51,6	C	S125	6	CNP
5358	34,269	-118,303	30,1	30,4	24,8	35,1	31,9	B	R	6	GLE
5360	34,238	-118,253	25,8	26,0	19,3	30,1	26,4	B	R	6	NYA
5363	34,200	-118,231	22,7	22,8	14,7	26,2	21,7	B	R	6	GLP
5365	34,137	-117,882	20,3	22,1	13,7	25,3	20,7	B	R	6	OAK

Tabelle F.17: Registrierungen Whittier Narrows 01.10.1987

Stn. No.	Lat.	Long.	D1 [km]	D2 [km]	D3 [km]	D4 [km]	D5 [km]	BK	GK	I_S	File
5366	34,093	-118,018	14,5	15,7	0,8	16,4	7,5	C	S300	7	FAI
5368	34,078	-117,870	18,7	20,9	13,6	24,5	19,6	B	S125	6	GRA
5369	34,101	-117,974	15,1	16,7	4,3	18,5	11,4	C	S125	6	NHO
5370	34,087	-117,915	16,5	18,6	9,5	21,6	15,9	C	R	6	BAD
5377	33,944	-118,087	17,7	18,5	11,5	18,7	11,7	C	S300	7	EJS
5378	33,899	-118,196	21,9	23,4	18,3	24,6	19,8	C	S575	6	CAS
5379	33,920	-118,137	19,5	20,8	14,9	21,1	15,3	C	S575	7	BIR
5380	33,881	-118,176	23,1	24,5	19,8	25,3	20,7	C	S575	6	OR2
5381	33,836	-118,239	28,6	30,0	26,3	31,5	27,9	C	S300	6	WAT
5384	33,846	-118,099	26,0	26,7	22,4	27,0	22,7	C	S575	6	DEL
5388	33,817	-117,951	29,2	29,6	25,8	32,0	28,5	C	S300	6	WBA
5391	34,046	-118,355	24,4	25,0	20,4	29,2	25,3	C	S300	6	STN
5393	34,130	-118,036	16,4	17,4	4,5	17,6	9,9	C	S125	6	CAM
5394	33,965	-118,158	16,4	17,8	10,3	18,8	11,8	C	S575	7	JAB
14196	33,905	-118,279	24,6	25,9	21,4	28,4	24,3	C	S575	6	ING
14242	33,840	-118,194	27,1	28,6	24,6	29,4	25,5	B	S300	6	LBR
14368	33,924	-118,167	19,4	20,8	15,0	21,7	16,0	C	S575	7	DWN
14395	33,754	-118,200	35,5	37,1	34,1	37,6	34,7	C	S300	6	HAR
14403	33,929	-118,260	22,0	23,3	18,2	25,8	21,3	C	S575	6	116
24157	34,009	-118,361	25,2	25,9	21,5	30,0	26,2	C	S300	6	BLD
24303	34,090	-118,339	23,7	24,1	19,2	28,3	24,2	C	S300	6	HOL
24389	34,063	-118,418	29,4	29,9	26,1	34,4	31,1	C	S300	6	CCN
24400	34,037	-118,178	14,2	15,2	4,5	17,2	9,1	C	S300	6	OBR
24401	34,115	-118,130	15,5	15,9	1,6	16,9	8,6	B	S125	7	SMA
24402	34,177	-118,096	19,4	19,5	8,7	20,4	14,3	B	S125	6	ALT
24461	34,070	-118,150	13,9	14,7	1,7	16,1	6,8	C	S300	8	ALH
90073	33,990	-117,942	16,0	17,4	9,6	20,5	14,3	C	S125	6	COM
90087	33,916	-117,896	22,2	23,4	18,4	26,9	22,6	D	C	6	FLO

Tabelle F.18: Stationen Whittier Narrows 01.10.1987

Stn. No.	Station, Ort
71	West Covina, Ca - 1307 S Orange Ave, GL
72	La Puente, Ca - 504 Rimgrove, GL
95	90095 Pasadena, Ca - 1488 Old House Rd, GL

Tabelle F.18: Stationen Whittier Narrows 01.10.1987

Stn. No.	Station, Ort
141	Los Angeles, Ca - Griffith Park Observatory,Cncr Pier On Bedrock, GL
289	Whittier Narrows Dam, Earth Dam, Upstream, Baseyard
475	Pasadena, Ca - Athenaeum Cit, 2-St Bldg Reinf Conc, Basement
634	Norwalk, Ca - 12400 Imperial Highway,Ground Site South
697	Brea - Orange County Reservoir, Earth Dam, Abutment
709	Garvey Waipaoa Water Treatment Plant Reservoir-Control Bldg., Abutment,Earth Dam
951	Brea Earth Dam (Downstream), GL
5129	Los Angeles, Ca - Bell Bulk Mail Facility-5555 Bandini Blvd,4-St Bldg Reinf Conc, GL
5303	Northridge, Ca - White Oak Covenant Church - 17645 Saticoy St, 2-St Bldg., GL
5305	Pacoima, Ca - Evangelical Methodist Church - 13232 Kagel Canyon Rd, 1-St Bldg., GL
5306	Sun Valley, Ca - Grace Community Church - 13248 Roscoe Blvd,2-St Bldg., GL
5307	Panorama City, Ca - Panorama Presbyterian Church - 14201 Roscoe Blvd,2-St Bldg., GL
5308	Sun Valley, Ca - Church Of Nazarene - 9201 Sunland Blvd, 1-St Bldg., GL
5309	North Hollywood, Ca - Coldwater Canyon School - 6850 Coldwater Canyon,1-St Bldg., GL
5310	Studio City, Ca - Fire Station 78 - 4230 Coldwater Canyon Ave, 1-St Bldg., GL
5312	Burbank, Ca - Westminster Presbyterian Church - 542 N Buena Vista St,1-St Bldg., GL
5313	Los Angeles, Ca - Fire Station 99 - 14145 Mulholland Dr,2-St Bldg., GL
5314	Los Angeles, Ca - Fire Station 108 - 12520 Mulholland Dr,1-St Bldg., GL
5319	San Gabriel, Ca - Lincoln School - 600 E Grand Ave,1-St Bldg., GL
5321	Los Angeles, Ca - Dayton Heights Elem School-607 Westmoreland Ave,1-St Building, GL
5322	Los Angeles, Ca - W Vernon Ave School - 4312 S Grand Ave,2-St Bldg., GL
5323	Los Angeles, Ca - St Raphael Church - 924 W 70Th St,2-St Bldg., GL
5325	Vernon, Ca - Vernon City School - 2369 E Vernon Ave,1-St Bldg., Basement
5332	Los Angeles, Ca - Fire Station 12 - 5921 Figueroa St, 1-St Bldg., GL
5333	Los Angeles, Ca - Divine Saviour School - 624 Cypress Ave,1-St Bldg., GL
5334	Los Angeles, Ca - Fire Station 50 - 3036 Fletcher Dr, 2-St Bldg., GL
5340	Carson, Ca - Catskill Ave School - 23536 Catskill Ave, 2-St Bldg., GL
5345	Lawndale, Ca - Hawthorne Lds Church - 14801 Osage Ave, 1-St Bldg., GL

Tabelle F.18: Stationen Whittier Narrows 01.10.1987

Stn. No.	Station, Ort
5353	Canoga Park,Ca,Epiphany Litheran Church,7769 Topanga Canyon Blvd,1-St Bldg., GL
5358	Sunland, Ca - Mt Gleason Jr High School - 10965 Mt Gleason Ave,1-St Bldg., GL
5360	La Crescenta, Ca - Clark Jr High School - 4747 New York Ave,2-St Bldg., GL
5363	Glendale, Ca - Fremont Elem School - 3320 Las Palmas Ave,1-St Bldg., GL
5365	Glendora, Ca - Azusa Lds Church - 120 North Oakbank,1-St Bldg., GL
5366	El Monte, Ca - El Monte Lds Church - 11338 Fairview Ave, 2-St Bldg., GL
5368	Covina, Ca - Covina State Lds Church - 656 S Grand Ave,1-St Bldg., GL
5369	Baldwin Park, Ca - Olive Jr High School - 3699 North Holly Ave,1-St Bldg., GL
5370	Covina, Ca - Baldwin Park Lds Church - 1271 W Badillo, 1-St Bldg., GL
5377	Santa Fe Springs, Ca - Lakeview School - 11500 E Joslin St,1-St Bldg., GL
5378	Compton, Ca - Compton Lds Church - 14637 Castlegate St, 2-St Bldg., GL
5379	Downey, Ca - South Middle School - 12500 Birchdale,1-St Bldg., GL
5380	Long Beach, Ca - Long Beach Lds Church - 6979 Orange Ave,1-St Bldg., GL
5381	Carson, Ca - Del Aamo Elem School - 21288 Water St, 2-St Bldg., GL
5384	Lakewood, Ca - Mae Bayer Park - 6701 Del Amo Blvd,1-St Bldg., GL
5388	Anaheim, Ca, Francis S Key School 2000 W Ball Rd, 1-St Bldg., GL
5391	Los Angeles, Ca - Saturn Street School - 5360 Saturn St, 2-St Bldg., GL
5393	Arcadia, Ca - Arcadia High School - 180 Campus Dr, 1-St Bldg., GL
5394	Bell Gardens, Ca - Grant Lds Church - 7420 Jaboneria,1-St Bldg., GL
14196	Inglewood, Ca - Union Oil Yard, Inst Shltr A, GL
14242	Long Beach, Ca - Rancho Los Cerritos,Inst Shltr H, GL
14368	Downey, Ca - County Maint Bldg.,1-St Bldg., GL
14395	Long Beach, Ca - Harbor Administration Bldg., Ff, Instr Shltr H, GL
14403	Los Angeles, Ca - 116Th Street School,1-St Bldg., GL
24157	Los Angeles, Ca - Baldwin Hills, Former Rsrvr, Instr Shltr A,
24303	Los Angeles, Ca - Hollywood Storage Bldg., Grounds, Instr Shltr H, Ground Sta
24389	Los Angeles, Ca - Century City Country Club North,Inst Shltr H, GL
24400	Los Angeles, Ca - Obregon Park, 1-St Bldg., GL
24401	San Marino, Ca - Southwestern Academy, 1-St Bldg., GL
24402	Altadena, Ca - Eaton Canyon Park,1-St Bldg., GL
24461	Alhambra, Ca - Fremont School, 1-St Bldg., GL
90073	Hacienda Heights, Ca - 16750 Colima Rd, GL
90087	Brea, Ca - 200 S Flower Ave