Kenntnisse und Kenntnislücken zum Naturereignis Erdbeben
nach dem Stand 1990 koordiniert von der Deutschen Gesellschaft
für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik für das Deutsche
IDNDR-Komitee

Bestandsaufnahme des Erdbebenwissens

Günter Klein (Hrsg.)

1993

© VCH Verlagsgesellschaft mbH, D-6940 Weinheim (Bundesrepublik Deutschland), 1993

Gedruckt auf säurefreiem und chlorfrei gebleichtem Papier.

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form – durch Photokopie, Mikroverfilmung oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden. Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, daß diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie nicht eigens als solche markiert sind.
All rights reserved (including those of translation into other languages). No part of this book may be reproduced in any form – by photoprinting, microfilm, or any other means – nor transmitted or translated into a machine language without written permission from the publishers. Registered names, trademarks, etc. used in this book, even when not specifically marked as such, are not to be considered unprotected by law.
Satz: Hagedornsatz GmbH, D-6806 Viernheim
Druck: betz-druck gmbh, D-6100 Darmstadt 12
Bindung: Wilh. Osswald + Co., D-6730 Neustadt/Weinstraße
Printed in the Federal Republic of Germany

Einführung

Für den DFG-Bericht „Naturkatastrophen und Katastrophenvorbeugung" hat die Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik (DGEB) den Teil Erdbeben konzipiert und mit Hilfe von Arbeiten ihrer Mitglieder einen wesentlichen Beitrag zu diesem Bericht geleistet. Um diesen speziellen Erdbeben-Teil unseren Mitgliedern und anderen Interessenten zugänglich zu machen, erscheint er in der Gelben Reihe als DGEB-Publikation Nr. 6.
Aus Kostengründen wurde die Paginierung des DFG-Berichtes beibehalten. Entsprechend ergibt sich für den Inhalt folgende Seitenzuordnung:

Vorwort 149
Herd- und Ausbreitungsvorgänge bei Erdbeben 151
Nachbeben 166
Seismische Risikoanalyse 177
Interaktionsvorgänge 191
Massivbauwerke 207
Der Einsatz von Stahl im Entwurf erdbebensicherer Konstruktionen 224
Komponenten und Einbauten 245
Isolationsmechanismen 258
Low Cost Housing 267
Bauwerksertüchtigung 274
Regelwerke 292
Ursachenforschung bei Erdbebenkatastrophen 302
Katastrophenvorsorge 311
Seminare und Kurse für Training und Weiterbildung 323
Regionalplanung nach Erdbebenkatastrophen – der Beitrag der Sozialgeographie 343

Hannover, im April 1993 *G. Klein*

3 Erdbeben

Günter Klein (Hrsg.), Ludwig Ahorner, Heinz Antes, Gerhard Berz, Peter Bormann, Jack G. Bouwkamp, Hans-Joachim Dolling, Josef Eibl, Robert Geipel, Rainer Härta, Otto Henseleit, Gerhard Hirsch, Gisela Jürgens-Weicken, Einar Keintzel, Horst Langer, Walter Rodatz, Werner Rosenhauer, Manfred Schalk, Frank Scherbaum, Götz Schneider, Martin Steinwachs, Horst Wölfel

Vorwort

Günter Klein

Fast jede Stunde ereignet sich auf unserem Planeten ein fühlbares Erdbeben. Ursachen, Erscheinungen und Auswirkungen dieser Erdbeben sind sehr vielfältig und unterschiedlich. Von einer Katastrophe kann man jedoch nur dann sprechen, wenn ein Erdbeben zu Schäden an Menschen und Sachen führt, die ein Maß überschreiten, das von vielen, insbesondere aber auch zivilisatorischen Faktoren abhängt.

Um die in der UN-Dekade angestrebten Ziele zur Minderung und Vorbeugung solcher Schäden zu erreichen, muß zunächst geklärt werden, was man über das Phänomen Erdbeben bereits weiß, wo Kenntnislücken bestehen und welche Forschungsressourcen verfügbar sind. Wegen der Komplexität dieses Phänomens hat die „Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik e. V. (DGEB)“ ausgewiesene Fachleute für eine Mitarbeit an dieser deutschen IDNDR-Bestandsaufnahme gewonnen, die von den Vorgängen im Erdbebenherd bis zur Wiederaufbauplanung nach einer Erdbebenkatastrophe die Lücken im Wissensstand aufdecken, die ausgefüllt werden sollten, damit in Zukunft katastrophale Schäden begrenzt, wenn nicht gar vermieden werden können. Die am eigentlichen Erdbeben orientierten Beiträge werden ergänzt durch Untersuchungen über vorbeugende Maßnahmen, wie etwa die Ertüchtigung von Bauwerken, das Training der Bevölkerung und Weiterbildung von Fachleuten sowie die regel- und versicherungstechnische Vorsorge. Ausführliche Literaturangaben ergänzen die einzelnen Beiträge, die natürlich die individuelle Kenntnis und Meinung der Verfasser widerspiegeln und keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben.

Die Bestandsaufnahme zeigt, daß der Wissensstand im Bereich Erdbeben in Deutschland ein hohes Niveau hat und daß gute personelle und materielle Ressourcen für weitere Forschungen vorhanden sind, die einen substantiellen Beitrag für

die UN-Dekade erwarten lassen. Ausgehend von der Bestandsaufnahme wird der IDNDR-relevante Forschungs- und Entwicklungsbedarf zu definieren sein, damit ein angemessenes und finanzierbares Forschungs- und Entwicklungsprogramm aufgestellt werden kann.

An dieser Stelle gebührt vor allem den Autoren Dank, die in sehr kurzer Zeit ihre Kenntnisse und Erfahrungen eingebracht haben, aber auch dem Wissenschaftlichen Beirat des Deutschen IDNDR-Komitees sowie dem Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, die wesentlich zur Methodik der gesamten Bestandsaufnahme beigetragen haben, der Deutschen Forschungsgemeinschaft, die in bewährter Weise alle Arbeiten koordiniert hat, und nicht zuletzt dem Deutschen IDNDR-Komitee, das diese Bestandsaufnahme finanziert hat.

3.1 Herd- und Ausbreitungsvorgänge bei Erdbeben

Frank Scherbaum, Götz Schneider, Horst Langer

3.1.1 Einleitung

Erdbebenkatastrophen haben in der Vergangenheit immer wieder deutlich gemacht, daß die bei der Schadensbildung ablaufenden Vorgänge komplexe Wechselwirkungen zwischen einer Vielzahl von Prozessen darstellen. Ihr Verständnis erfordert daher eine enge interdisziplinäre Zusammenarbeit von Seismologen, Bauingenieuren und Architekten. In diesem Kapitel soll ein Statusbericht der Teilgebiete der Seismologie versucht werden, die sich mit der Analyse und Simulation starker seismischer Bodenbewegungen in für Gebäude relevanten Frequenzbereichen beschäftigen. In der englischsprachigen Literatur hat sich hierfür treffenderweise der Begriff „strong motion seismology" (SMS) eingebürgert, für den sich allerdings bisher kein deutsches Analogon hat durchsetzen können. Die rapide Entwicklung dieser Disziplin ist nicht denkbar ohne die seit dem Beginn der dreißiger Jahre ständig wachsende Zahl herdnaher Messungen seismischer Bodenbeschleunigungen bei schadensverursachenden Erdbeben (z. B. Worldwide Digital Earthquake Strong Motion Data Archive des World Data Centers in Boulder, USA). Diesbezügliche Literaturangaben sowie eine Übersicht über die Entwicklung der Instrumentierung und Auswerteverfahren finden sich in den Artikeln von Boore (1983) und Joyner (1987).

Innerhalb der klassischen Seismologie werden Erdbeben vielfach als punktförmige Quellen seismischer Energie beschrieben. Diese Näherung mag dort noch ausreichen, wo es um die reine Beschreibung der räumlichen und zeitlichen Verteilung der Seismizität geht, sie läßt sich allerdings im Rahmen der SMS nicht mehr rechtfertigen. Wesentliche Fortschritte im Verständnis der Schadensbildung bei Erdbeben innerhalb der letzten Jahre entstanden aufgrund der Erkenntnis der Bedeutung der räumlichen Ausdehnung sowie der Komplexität des Herdvorgangs (Boatwright 1982). Die von dem Erdbebenherd abgestrahlten seismischen Signale durchlaufen während des Ausbreitungsvorgangs eine Vielzahl von Filtervorgängen, welche die Signale sowohl in ihrer Amplitude als auch in ihrem Frequenzgehalt verändern. Als

von besonderer Bedeutung haben sich dabei die dicht an der Erdoberfläche ablaufenden Filtervorgänge herausgestellt, die zu einer starken Amplitudenüberhöhung in bestimmten Frequenzbereichen führen können (z. B. Joyner et al. 1981, Mueller et al. 1982). Ein besonders bekanntes Beispiel für die Schadensbildung aufgrund oberflächennaher Effekte ist das Erdbeben vom 19. 9. 1985 vor der Küste von Mexico (Beck und Hall 1986; Seligman et al. 1989).

Im folgenden sollen zunächst die für die Abstrahlung hochfrequenter seismischer Energie relevanten Vorgänge im Erdbebenherd sowie die bei der Wellenausbreitung auftretenden Filtervorgänge dargestellt werden. Im Anschluß daran wird noch auf den gegenwärtigen Stand der Methodik zur Simulation schadensverursachender seismischer Bodenbewegungen eingegangen. Den Abschluß dieses Berichts bildet eine kurze Diskussion gegenwärtig noch offener Fragen.

3.1.2 Der seismische Herdvorgang

Seit der klassischen Arbeit von Reid über das Erdbeben von San Francisco von 1906 hat sich die Vorstellung vom Erdbeben als einem scherbruchartigen Vorgang durchgesetzt, der sich auf einer Bruchfläche ausbreitet (Reid 1911). Die Bruchauslösung findet statt, wenn die Scherfestigkeit des Gesteins überschritten wird. Die freigesetzte Energie wird dabei durch innerhalb des Gesteins gespeicherte elastische Energie geliefert, wobei die Größe der auf der Herdfläche stattfindenden Dislokation die Stärke des jeweiligen Erdbebens bestimmt. Die Kernpunkte der Reidschen Scherbruchhypothese sind auch heute noch in ihren Grundzügen akzeptiert, wenn sie auch in vielen Details eine Weiterentwicklung erfahren haben.

Aufgrund der Ausbreitung der Bruchfront auf der Herdfläche mit der sogenannten Bruchgeschwindigkeit kann es zu einer Richtungsabhängigkeit der Energieabstrahlung kommen, die im wesentlichen vom Verhältnis der Bruchgeschwindigkeit zur Scherwellengeschwindigkeit bestimmt wird (Hartzell und Archuleta 1979). Dieses als Direktivitätseffekt bezeichnete Phänomen beruht auf dem Doppler-Effekt und kann dazu führen, daß es in Richtung der Bruchausbreitung zu einer starken Amplitudenüberhöhung der abgestrahlten Signale kommt. Boatwright und Boore (1982) bestimmten aus der beobachteten Direktivität zweier Erdbeben im Livermore Valley in Kalifornien die Bruchgeschwindigkeit zu etwa 70 % der Scherwellengeschwindigkeit. Ähnliche Werte ergaben sich für das San Fernando Erdbeben von 1971 (Heaton 1982) und das Imperial Valley Erdbeben von 1979 (Spudich und Cranswick 1982). Für Erdbeben auf der Schwäbischen Alb wurden Werte zwischen 50 und 80 % der Scherwellengeschwindigkeit bestimmt (Scherbaum 1980).

Die Stärke der in der Praxis beobachteten Direktivitätseffekte hängt allerdings nicht nur von der Größe der Bruchgeschwindigkeit, sondern auch davon ab, ob die Bruchausbreitung auf der Herdfläche kohärent erfolgt. Nur unter dieser Voraussetzung kann es zu der für die Amplitudenüberhöhung notwendigen konstruktiven Interferenz der von unterschiedlichen Bereichen der Herdfläche abgestrahlten seismischen Signale kommen.

Während der letzten Jahre ist deutlich geworden, daß die Abstrahlung hochfrequenter seismischer Energie von größeren Erdbeben in für Bauwerken kritischen Frequenzbereichen nicht von der gesamten Herdfläche herrührt, sondern im wesentlichen nur dort erfolgt, wo sich die Bruchgeschwindigkeit stark ändert. Dies geht sowohl aus theoretischen Untersuchungen hervor als auch aus der Analyse beobachteter Maximalbeschleunigungen (Madariaga 1977a, b). Eine Änderung der Bruchgeschwindigkeit ist überall dort zu erwarten, wo sich die Festigkeit des Gesteins oder die tektonische Spannung als Funktion des Ortes ändert. Etwa seit Ende der 70er Jahre wurden Modelle des seismischen Herdvorgangs vorgeschlagen, die diesen Sachverhalt entweder auf eine räumliche Heterogenität der Scherfestigkeit oder auf eine räumliche Variation in der Spannungsverteilung zurückführen (Papageorgiou und Aki 1983a, b; Aki 1984; Papageorgiou 1985). Je nachdem, ob der dominierende Einfluß auf die Abstrahlung hochfrequenter seismischer Signale den Bereichen erhöhter Spannung oder denen erhöhter Scherfestigkeit zugeordnet wird, spricht man von Asperity- (Rauhigkeiten oder Heterogenitäten in der Spannung) oder Barrieren-Modellen (Heterogenitäten in der Scherfestigkeit). Es wird angenommen, daß Barrieren oder Asperities nur einen Bruchteil der gesamten Herdfläche einnehmen, aber den dominierenden Anteil der ingenieurseismologisch relevanten Beschleunigungen hervorrufen. Ihre räumliche Ausdehnung und Verteilung kann außerdem die maximal vom Erdbebenherd abgestrahlte Frequenz begrenzen (Papageorgiou und Aki 1983a).

Wie Untersuchungen des Parkfield-Bebens von 1966 gezeigt haben, können auch Änderungen in der Geometrie der Herdfläche zu einem Abbremsen oder einer Beschleunigung der Bruchausbreitung und damit zum Auftreten von zusätzlichen, hochfrequenten seismischen Signalen, die als Start- oder Stopp-Phasen bezeichnet werden, führen (Lindh und Boore 1981; Shoja-Taheri 1980).

3.1.3 Das Ausbreitungsmedium

Neben der rein geometrisch bedingten Amplitudenabnahme der seismischen Wellen, die auf die Vergrößerung der Oberfläche der Wellenfronten mit zunehmender Entfernung von der Quelle zurückgeht, kommt es aufgrund von materialabhängiger Absorption im Verlauf der Wellenausbreitung vom Erdbebenherd zur Erdoberfläche zusätzlich zu einer frequenzabhängigen Amplitudenabnahme. Diese wird allgemein durch den Qualitätsfaktor Q beschrieben, dessen Kehrwert ein direktes Maß für die Energieabnahme pro Wellenlänge Ausbreitungsdistanz darstellt (Aki und Richards 1980). Die Abnahme der im direkten Wellenfeld enthaltenen Energie kann dabei durch physikalisch vollkommen unterschiedliche Prozesse erfolgen. Bei anelastischer Dämpfung, beispielsweise durch Korngrenzenreibung, geschieht dies durch Umwandlung in Wärme, bei Streuung, aufgrund von Heterogenitäten der elastischen Parameter entlang des Wellenweges, wird die der direkten Welle entzogene Energie an andere Teile des Wellenfeldes, die Koda, abgegeben. Herraiz und Espi-

nosa (1987) geben eine Übersicht über die im Zusammenhang mit der Entstehung von Kodawellen auftretenden Absorptionsvorgänge.

Ein noch offenes Problem im Zusammenhang mit den Dämpfungsvorgängen besteht in der Frage nach der Frequenzabhängigkeit des Qualitätsfaktors Q. Zahlreiche Autoren gehen von der Konstanz des auf anelastische Dämpfung zurückgehendes Q aus, wogegen für das auf Streuvorgänge zurückgehende Qs eine einfache frequenzproportionale Abhängigkeit angenommen wird (Dainty 1981; Pulli 1984; Fehler et al. 1988). Diese Vorgehensweise ist jedoch nicht allgemein akzeptiert (Anderson und Given 1982; Wennerberg und Frankel 1989). Frankel und Clayton (1986) zeigen beispielsweise durch numerische Simulationen, daß Streuvorgänge in Medien, deren Streukörper selbstähnlichen Verteilungen genügen, durch ein frequenzunabhängiges Qs beschrieben werden können.

Für das Verständnis der Schadensbildung bei Erdbeben ist die Klärung der Frage der Frequenzabhängigkeit von Q von sehr großer Bedeutung. Ein frequenzproportionales Q hätte zur Folge, daß das vom Erdbebenherd abgestrahlte Spektrum durch die Absorption in seiner Form nicht verändert, sondern nur in seiner Amplitude verringert würde. Im Gegensatz dazu würde ein konstantes Q zu einer frequenzproportionalen Dämpfung und damit zu einer Abnahme vorzugsweise hochfrequenter Signalanteile führen.

3.1.4 Standorteffekte

Die Auswirkungen des Loma-Prieta-Erdbebens vom 17. 10. 1989 in Kalifornien haben wieder einmal in eindrücklicher Weise deutlich gemacht, wie stark der Einfluß des Standortes auf die Schadensbildung sein kann (Plafker und Galloway 1989). Für Mitteleuropa seien die Beobachtungen Siebergs am Schwäbische-Alb-Beben von 1911 angeführt, wo deutliche Standortabhängigkeiten des makroseismischen Musters auftraten. Obwohl die Bedeutung der Standorteffekte mittlerweile nicht mehr in Frage gestellt wird, konnte bisher keine Einigkeit in ihrer Erklärung erzielt werden. Dies rührt zum Teil daher, daß unter diesem Begriff eine Reihe sehr unterschiedlicher, komplexer Vorgänge zusammengefaßt wird.

Zu den am besten verstandenen Standorteffekten gehören die Veränderungen, die ein seismisches Signal beim Durchgang durch eine Schicht niedriger Ausbreitungsgeschwindigkeit direkt an der Erdoberfläche erfährt. Durch Überlagerung des einfallenden Signals mit den multiplen Reflexionen an der Erdoberfläche und der Unterkante der Niedriggeschwindigkeitsschicht kommt es je nach auftretender Phasenverschiebung zu konstruktiver oder destruktiver Interferenz und damit zu Amplitudenüberhöhungen oder -abschwächungen. Dieser Effekt ist überall dort von Bedeutung, wo die seismischen Ausbreitungsgeschwindigkeiten an der Erdoberfläche entweder durch Überdeckung mit Sedimenten oder aber auch durch Verwitterung drastisch gegenüber dem tieferen Untergrund erniedrigt sind (Mueller et al. 1982; Campbell 1981). Auf dem Gebiet der Bundesrepublik liefert das Erdbebengebiet Schwäbische Alb ein Beispiel für diese Situation (Hiller 1985; Scherbaum 1986;

Steinmüller 1987). Die Präsenz oberflächennaher Lockerschichten wirkt sich allerdings in verschiedenen geologischen Einheiten unterschiedlich aus. Wie Steinmüller (1987) zeigen konnte, ist im Bereich mächtiger tertiärer Beckenfüllungen die amplitudenüberhöhende Wirkung oberflächennaher Lockerschichten geringer als etwa im mesozoischen Schichtstufenland SW-Deutschlands oder im Bereich kristalliner Gesteine.

Mit der starken Abnahme der seismischen Geschwindigkeit nahe der Erdoberfläche häufig verknüpft ist eine gleichzeitige starke Zunahme der Absorption seismischer Wellen, die sich in einer Abnahme des Qualitätsfaktors Q ausdrücken läßt (Cranswick 1988). Dies führt dazu, daß die seismischen Signale dicht an der Erdoberfläche eines großen Teils ihrer hochfrequenten Energie beraubt werden können, also eine Tiefpaßfilterung erfahren. Dieser Effekt liefert eine zusätzliche Deutungsmöglichkeit für die Beobachtung des Auftretens der Frequenzbegrenzung von Beschleunigungssignalen (fmax) (Hanks 1982).

In den letzten Jahren hat die Zahl von Untersuchungen zugenommen, die sich mit dem Einfluß der Oberflächentopographie auf die beobachteten seismischen Signale befassen. So wird beispielsweise die Schadensverteilung beim Whittier-Narrows-Erdbeben vom 1. 10. 1987 in Kalifornien teilweise auf den Einfluß der Oberflächenform zurückgeführt (Kawase und Aki 1990). Die zur Behandlung dieser Effekte verwendeten theoretischen Modelle liefern bisher jedoch in der Regel nur qualitative Übereinstimmung mit der oft beobachteten Amplitudenüberhöhung auf Bergrücken und Hügeln. Geli et al. (1988) führen dies einmal darauf zurück, daß sich der Einfluß der Topographie nur schwer von anderen Effekten isolieren läßt, andererseits die Interaktion sehr verschiedener Wellentypen mit einer dreidimensionalen Struktur gegenwärtig noch nicht modellierbar ist.

Starke Amplitudenüberhöhungen zusammen mit einer signifikanten Verlängerung der Starkbebendauer werden häufig für Standorte in mit Lockersedimenten gefüllten Tälern beobachtet (King und Tucker 1984). Bard und Bouchon (1985) haben gezeigt, daß zur Modellierung dieses Sachverhalts das Resonanzverhalten der gesamten Talfüllung betrachtet werden muß. An den Talrändern können Oberflächenwellen erzeugt werden, die mehrfach an den Talrändern reflektiert werden und damit zu einer starken Verlängerung der Starkbebendauer führen können (Bard und Bouchon 1980a, b). Klassische eindimensionale Modelle reichen zur Beschreibung dieser Effekte nicht mehr aus.

Durch das Zusammenspiel von Herdvorgang und Wellenausbreitung können die Schadenswirkungen stark frequenzabhängig sein: Beim Managua-Beben von 1972 etwa, welches eine Herdtiefe von nur wenigen Kilometern hatte, wurden vor allem höhere Frequenzen abgestrahlt und durch dünne Lockerschichten verstärkt. Dadurch kam es vor allem bei kleineren Gebäuden zu Schäden, während große Gebäude vielfach unbeschädigt blieben. Beim Mexico-City-Ereignis von 1985 lag die dominierende Periode bei ca. 2 s, welche zusätzlich durch die mächtigen Lockersedimente in ihrer Amplitude angehoben wurden. Trotz der relativ großen Hypozentraldistanz kam es in Mexico City zu großen Schäden, im Unterschied zu Managua jedoch zumeist an großen Gebäuden.

3.1.5 Simulation der Bodenbewegung

Für die Abschätzung der für einen bestimmten Standort zu erwartenden seismischen Bodenbewegung ist man immer auf Simulationsverfahren angewiesen, die in unterschiedlicher Weise die verschiedenen, beim Herdvorgang und der Wellenausbreitung zusammenwirkenden Effekte modellieren. Den Ausgangspunkt stellt dabei die Betrachtung der regionalen seismotektonischen Gesamtsituation dar.

Seismotektonik: Charakteristische Erdbeben

Betrachtet man die Erbebentätigkeit im regionalen Maßstab (Abb. 3.1.1), so ergeben sich von Region zu Region deutliche Unterschiede hinsichtlich ihres Charakters. Während für viele Regionen des sich von den Azoren bis nach Indien erstreckenden Gürtels bikontinentaler Subduktion flache Überschiebungsbeben typisch sind, ist der Apennin ein Gebiet, dessen wichtigste Beben dem Charakter einer seismischen Abschiebung zuzuordnen sind. Ursachen für solche signifikanten Unterschiede in der seismotektonischen Reaktion sind sowohl in der Belastung der seismogenetischen Schichten wie auch in der geologischen Vorgeschichte und dem damit verbundenen Strukturinventar zu suchen (Abb. 3.1.2). Verfolgt man die seismische Aktivität entlang einer bestimmten Störung, so stellt man konservative Merkmale fest, die – wie die Richtung der Dislokation – für die gesamte Dislokation gelten. Auf der anderen Seite ergeben sich aber auch für die einzelnen Segmente der betrachteten Störung Unterschiede im Ablauf der seismotektonischen Bewegungen. Größere Differenzen in der Dislokationsgeschwindigkeit, die im mittleren Abschnitt der San-Andreas-Störung gemessen worden sind, bilden die Grundlage für eine Modellvorstellung von charakteristischen, segmentabhängigen Dislokationsabläufen, die sich entsprechend in charakteristischen Erdbeben äußern (Schwartz und Coppersmith 1984). Da die unterschiedlichen Verschiebungsraten entlang der gleichen Störung zu erheblichen tektonischen Raumproblemen führen, ist es notwendig, die durch eine Kombination von geomorphologischen, geodätischen, paläoseismologischen und rezenten seismologischen Beobachtungen gut gesicherten Bewegungsunterschiede mit einem tektonophysikalischen Modell zu erklären (Scholz 1990). Schwankungen in wesentlichen seismotektonischen Parametern ergeben sich aber auch, wenn man das gleiche Störungssegment betrachtet. Dies gilt sowohl für die Wiederholungsrate und die Dimensionen von seismischen Maximalereignissen als auch für die innere Struktur von Erdbebenserien (Nishenko und Buland 1987; Scholz 1990).

Untersuchungen an Erdbebenserien verschiedener seismisch aktiver Störungen in Japan zeigen, daß Maximalereignisse und kleinere Beben, wobei letztere in großer Zahl auftreten, unterschiedlichen statistischen Verteilungsgesetzen zuzuordnen sind (Wesnousky et al. 1983).

Eine Extrapolation der Verteilung von Beben mit Magnituden, die einige Einheiten unterhalb des regional festgestellten Maximalwertes liegt, ist für eine Abschätzung der seismischen Gefährdung daher nicht brauchbar. Auf der anderen Seite lie-

Korngröße (m)	tektonische Einheiten	Erdbeben-regionalisierung	Erdbeben-magnitude	tektonische Bruchlängen
10^7 10.000 km	Platte	Erdbebengürtel Erdbebenregion	10 Maximal-ereignis $l_0 \approx 100$ km	Störung
10^5 100 km	Terrane Block	Erdbebengebiet	8 Großbeben O (l_0):100 km	
	Massiv	Erdbebenzone	6 Mittelbeben O (l_0): 10 km	Störungssegment
10^3 1 km	Kataklasit		4 Kleinbeben O (l_0): 1 km	
10^1			2 Mikrobeben O (l_0): 0.1 km	Heterogenität
1 m	Kluftkörper		0 Seismoakustik O (l_0): 10 km	
10^{-1}	Mylonit		–2 Bergknistern $l_0 <$ 1 m	
10^{-3}				Klüfte
1 µm				Mikrorisse
10^{-5}				
10^{-7}				
10^{-9} 1 nm	Atomabstand im Kristall			

Abb. 3.1.1: Skalierung tektonischer Vorgänge.
Scaling of Earthquake Activity.

gen nur für wenige Situationen auf der Erde Beobachtungen vor, die den Ablauf eines Erdbebenzyklus (Aufspannung der Herdgebiete bis zu kritischen Spannungswerten, Erdbeben, viskoelastische Anpassung der Umgebung des Herdvolumens an den neuen Zustand, Aufspannung des Herdgebiets...) und noch längere Zeiträume abdecken (Scholz 1990). Größte Schwierigkeiten bereitet vor allem die intrakontinentale Seismizität (Intraplatten-Seismizität). Die Beben größter Dimensionen

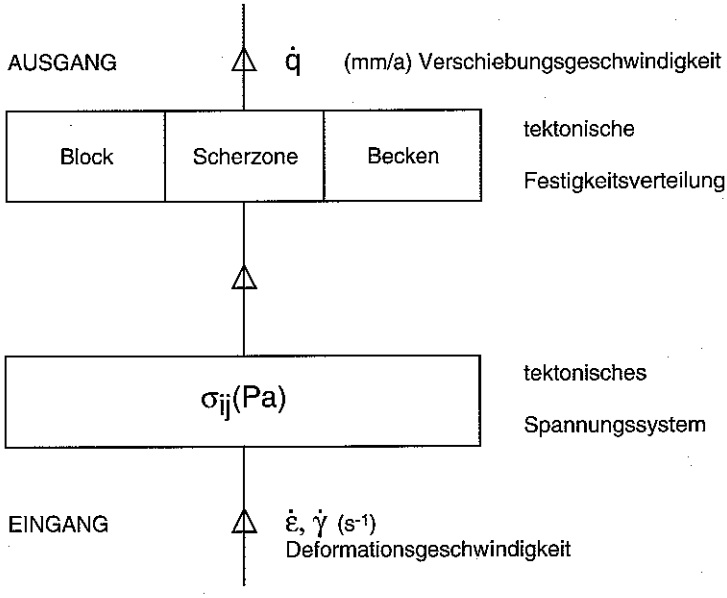


Abb. 3.1.2: System „Tektonik".
The System „Earthquake".

trennen hier, wenn man historische und paläoseismologische Analysen ausführt, Ruhezeiträume von 1000 Jahren und noch wesentlich mehr (Wang 1985; Wallace 1981). Die für viele kontinentale Erdbebengebiete typischen Flachherdbeben mit Überschreibungscharakter stellen wegen ihrer geringen Herdtiefe und der ungünstigen Einstrahlungsbedingungen eine besonders große Gefahr für unmittelbar in der Nähe liegende menschliche Ansiedlungen dar: Aschchabad 1948, Taschkent 1966 und Spitak 1988 sind Beispiele für die aus einer solchen Situation resultierende Gefahr. Die Gefährdungsanalyse für solche Gebiete, wo die Wiederkehrperiode charakteristischer Ereignisse sehr deutlich den instrumentell und historisch erfaßten Zeitraum übersteigt, kann dadurch verbessert werden, daß man durch eine Kombination von Untersuchungsmethoden die Parameter künftiger seismischer Herdvorgänge und der daraus resultierenden Bodenbewegung eingrenzt. Zu diesen Verfahren gehören geomorphologische, geodätische, seismologische, paläoseismologische und strukturgeologische Methoden. Ausgehend von regional gültigen und für lokale Bedingungen bestimmten Übertragungseigenschaften kann die makroseismische Wirksamkeit in Form von Spektren und Seismogrammen abgeleitet werden (Abb. 3.1.3).

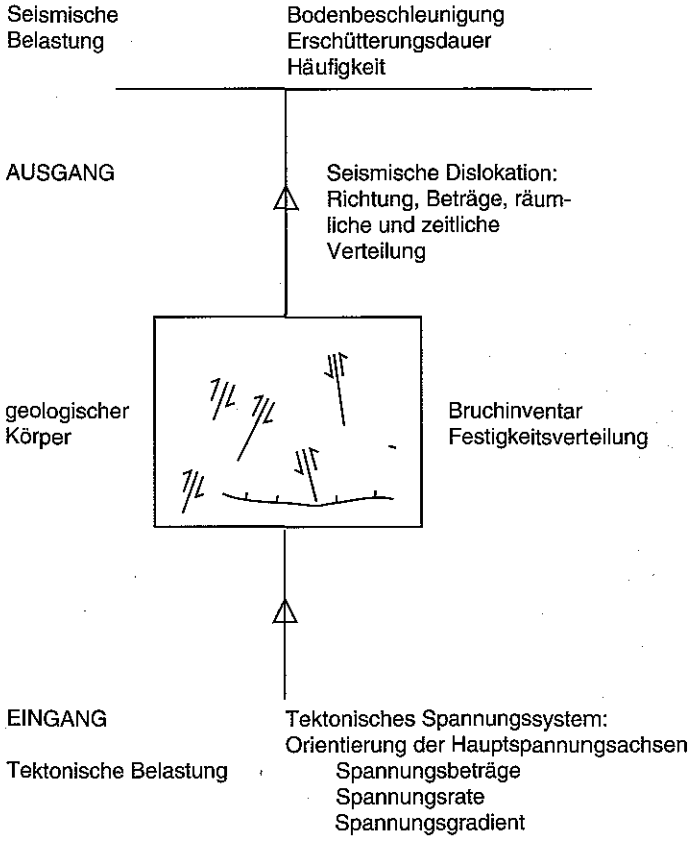


Abb. 3.1.3: Scherzone und Erdbeben.
Shear zones and Earthquakes.

Die Bewegungen innerhalb der Lithosphäre sind eine Abbildung der Massenbewegungen im tiefen Erdinnern. Diese konvektiven Verlagerungen prägen der Lithosphäre mechanische Spannungen auf, die vorzugsweise durch Dislokationen entlang von Fugen abgebaut werden. Diese Spannungsreduktionen erfolgen meist ruckartig in Form von Erdbeben, seltener als Gleitbewegung. Das tektonische System besteht aus einem geologischen Gesteinskörper, der ein charakteristisches Gefüge (Festigkeitsverteilung) enthält. Als Eingangsgrößen fungieren die in erster Linie aus dem tiefen Erdinnern aufgeprägten Spannungen; die Antwort des Systems besteht in Deformationen, unter denen die unstetigen Verschiebungen an Störungen, d. h. Erdbeben und Gleitbewegungen, einen ersten Platz einnehmen.

Ausbreitungsvorgänge

Die Modellierung des Ausbreitungsmediums kann auf unterschiedliche Weise geschehen. Zunächst ist die Verwendung der allgemeinen geologischen Informationen zu nennen, wie man sie z. B. aus geologischen Karten entnehmen kann. Die

aus der Geologie abgeleiteten Annahmen sind, wo immer möglich, durch seismologische Information zu ergänzen und abzusichern. Insbesondere hinsichtlich des elastischen Verhaltens des Ausbreitungsmediums gibt die Analyse von Mikroerdbeben wichtige Informationen. In vielen Fällen können Seismogramme von Mikroerdbeben als die Impulsantwort des Ausbreitungsmediums angesehen werden. Diese Eigenschaft kann in zweierlei Weise benützt werden. Die erste besteht darin, daß man sie direkt bei der Synthese von theoretischen Seismogrammen als Repräsentation der Greenschen Funktion benützt (z. B. Hartzell 1978). Andererseits kann man versuchen, Informationen über das Impedanzmodell eines Standortes zu gewinnen (Scherbaum 1986). Der Vorteil dieses Vorgehens besteht darin, daß man das Verhalten der verschiedenen geologischen Schichtglieder kennenlernt und damit Modellseismogramme auch für Standorte berechnen kann, von denen man keine Registrierungen von Mikroerdbeben hat. Folgt man den Ergebnissen von Scherbaum (1986) und Steinmüller (1987), so ergibt sich, daß in vielen praktisch auftretenden Fällen die Angaben stark vereinfachter Modelle für die ingenieurseismologische Prognose von seismischen Lasten genügt. Der wesentliche Informationsgehalt von Impulsantworten kann vielfach durch Modellierung von nur zwei bis drei der kontrastreichsten Reflexionshorizonte dargestellt werden.

Die numerische Berechnung erfolgt vielfach unter der Annahme ebener oder kreisförmiger Wellenfronten, die sich in einem Medium mit horizontaler Schichtung ausbreiten. Das Dämpfungsverhalten des Ausbreitungsmediums wird mit Hilfe viskoelastischer Gesetze beschrieben. Dieses relativ einfache Verfahren deckt viele Fälle recht gut ab, obwohl bestimmte Probleme nicht zu verschweigen sind. Zunächst ist die Annahme ebener Schichten keineswegs immer gerechtfertigt. Insbesondere im Bereich kritischer Geometrie bei tief eingeschnittenen Tälern oder Rinnen kann es, wie Bard und Bouchon (1985) zeigen, zu erheblichen Abweichungen von der eindimensionalen Modellierung kommen. Andererseits ziehen die zur Behandlung komplizierter zwei- und dreidimensionaler Strukturen notwendigen FD- und FE-Methoden immer noch einen erheblichen Aufwand an Rechenkapazität nach sich, vor allem, wenn hohe Frequenzen in die Betrachtung eingeschlossen werden sollen.

Ein Problem ist die Anwendung vieler Standardverfahren in Herdnähe. Hier ist zunächst darauf hinzuweisen, daß in Herdnähe sogenannte Nahfeldterme auftreten, d. h. also Signalanteile, die mit dem Quadrat der Herdentfernung abnehmen. Zwar spielen sie mit zunehmender Frequenz eine rasch abnehmende Rolle, jedoch ist ihr Anteil bei der Schadensbildung in Herdnähe nicht abschließend geklärt. In der Nähe von großen Erdbeben sind überdies die Annahme ebener oder auch kreisförmiger Wellenfronten sowie der Ansatz einfacher Abnahmegesetze sicherlich nicht mehr ohne weiteres gerechtfertigt. Wie man aus der makroseismischen Beobachtung weiß, zeichnet sich im Epizentralbereich ein Gebiet mit etwa gleicher Erschütterungswirkung ab, dessen Ausdehnung in etwa der Projektion der Herdfläche auf die Erdoberfläche entspricht. Eine qualitativ einleuchtende Erklärung liegt sicherlich darin, daß in der unmittelbaren Umgebung nur bestimmte, nah zum Beobachtungspunkt gelegene Bereiche des Erdbebenherdes signifikant zur Erschütterungswir-

kung beitragen, während die Einwirkung weiter entfernt liegender Herdbereiche rasch abnimmt. Mit dieser Überlegung wird auch verständlich, warum ab bestimmten Herdgrößen vor allem die Erschütterungsdauern mit größer werdenden Herddimensionen anwachsen, während die Zunahme der Spitzenbeschleunigungen weit weniger ausgeprägt ist. Lösungsansätze für die Behandlung sehr großer Erdbeben können in der Untergliederung der Herdfläche liegen (Takemura und Ikeura 1988). Für jeden Einzelbereich wird dessen Einwirkung auf den Standort berechnet, die Gesamtbelastung am Standort ergibt sich aus der Summe der Einzelbeiträge aus den verschiedenen Bereichen des Erdbebenherdes.

Eine weitere Näherung, die möglicherweise zu Fehleinschätzung seismischer Lasten führen kann, ist die viskoelastische Modellierung des Dämpfungsverhaltens. Bei den in Herdnähe zu erwartenden Amplituden ist mit Hysterese-Effekten zu rechnen, die eine stärkere Dämpfung zur Folge haben, als nach der rein viskoelastischen Beschreibung zu erwarten ist. Anderseits ist bei hohen Amplituden auch mit stark nichtlinearen Effekten wie Bodenverflüssigung oder dem Zusammenbruch der Materialstruktur zu rechnen. Wie Erfahrung und Modellrechnungen zeigen, ist mit solchen Effekten allerdings erst bei Spitzenbeschleunigung oberhalb 0.3 bis 0.5 g oder Deformationsbeträgen im Medium größer als einige 10^{-4} zu rechnen (Joyner et al. 1981; Idriss 1990). In weiten Bereichen wird daher die numerische Behandlung der Dämpfung mit viskoelastischen Gesetzen ausreichend sein. Das Hauptinteresse sollte daher vor allem den Grenzbedingungen für das Auftreten nichtlinearer Bodenverformung gelten.

3.1.6 Wissenslücken

Den beträchtlichen Fortschritten im Verständnis der standortabhängigen seismischen Belastung bei starken Erdbeben, die innerhalb der letzten Jahre erzielt wurden, steht eine Vielzahl von noch ungelösten Problemen gegenüber. Dazu gehören beispielsweise die Frage nach den Ursachen des häufig beobachteten fmax-Effekts (Herd- und/oder Ausbreitungseffekt), die Frage nach den dominierenden Absorptionsmechanismen und ihrer relativen Bedeutung (anelastische Dämpfung und/oder Streuung), die Modellierung des Einflusses oberflächennaher Schichten und Strukturen (ein- bis dreidimensional), die Frage nach der Anwendbarkeit linearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen im Bereich der Ingenieurseismologie und die damit verknüpfte Frage der Übertragbarkeit der Ergebnisse von Mikroerdbebenuntersuchungen. Von großer Bedeutung ist auch die Frage nach der Parametrisierung der Komplexität des Herdvorgangs oder der Identifikation von Barrieren und Asperities für bestimmte Erdbebengebiete. Es ist zu hoffen, daß Tests wie das Turkey-Flat-Experiment (Real und Tucker 1988), in dem verschiedene Verfahren zur Prognose ingenieurseismologisch relevanter Parameter mit tatsächlich gemessenen Signalen verglichen werden, Antworten zu einigen dieser Probleme erbringen werden.

3.1.7 Zusammenfassung

Die gegenwärtigen Modellvorstellungen von den bei starken Erdbeben auftretenden seismischen Bodenbewegungen gehen praktisch ausnahmslos davon aus, daß es sich dabei um ein Wechselspiel zwischen komplexen Herdvorgängen und nicht weniger komplexen Filtervorgängen während des Ausbreitungsvorgangs handelt. Letztere verändern die seismischen Signale sowohl in ihrer Amplitude als auch ihrem Frequenzgehalt. Als von besonderer Bedeutung haben sich dabei die dicht an der Erdoberfläche ablaufenden Reflexions- und Resonanzvorgänge herausgestellt, die zu einer starken Amplitudenüberhöhung oder -abschwächung in bestimmten Frequenzbereichen und zu einer Veränderung der Dauer der starken Bodenbewegung führen können.

3.1.8 Literatur

Aki, K., Richards, P. G. (1980): Quantitative Seismology, Freeman and Co., San Francisco.

Aki, K. (1984): Asperities, barriers, characteristic earthquakes and strong ground motion prediction, J. Geophys. Res., *89*, 5867–5872.

Anderson, D. L., Given, J. W. (1982): Absorption band Q model for the earth, J. Geophys. Res. *87*, 3893–3904.

Bard, P.-Y., Bouchon, M. (1980a): The seismic response of sediment-filled valleys, Part I. The case of incident SH wave, Bull. Seismol. Soc. Am., *70*, 1263–1286.

Bard, P.-Y., Bouchon, M. (1980b): The seismic response of sediment-filled valleys, Part II. The case of incident P and SV waves, Bull. Sesimol. Soc. Am., *70*, 1921–1941.

Bard, P.-Y., Bouchon, M. (1985): The two dimensional resonance of sediment filled valleys, Bull. Seism. Am., *75*, p. 519–641.

Beck, J. L., Hall, J. F. (1986): Factors contributing to the catastrophe in Mexico City during the earthquake of September 19, 1985, Geophys. Res. Lett., *13*, 593–596.

Boatwright, J. (editor) (1982): Proceedings of workshop XVI The dynamic characteristics of faulting inferred from recordings of strong ground motion, U. S. Geological Survey Open File Report 82–591.

Boatwright, J., Boore, D. M. (1982): Analysis of the ground accelerations radiated by the 1980 Livermore Valley earthquakes for direktivity and dynamic source characteristics, Bull. Seismol. Soc. Am., *72*, 1843–1865.

Boore, D. M. (1983): Strong-Motion Seismology, Rev. Geophys., *21*, 1308–1318.

Campbell, K. W. (1981): Near source attenuation of peak horizontal acceleration, Bull, Seismol Soc. Am., *71*, 2039–2070.

Cranswick, E. (1988): The information content of high-frequency seismograms and the near-surface geologic structure of „hard rock" recording sites, Pageoph, *128*, 1/2, 333–363.

Dainty, A. (1981): A scattering model to explain seismic Q oberservations in the lithosphere between 1 and 30 Hz, Geophys. Res. letters, *8*, 1126–1128.

Fehler, M. P., Roberts, P., Fairbanks, T. (1988): A temporal change in coda wave attenuation observed during an eruption of Mount St. Helens, J. Geophys. Res., *93*, 4367–4373.

Frankel, A., Clayton, R. W. (1986): Finite difference simulations of seismic scattering: implications for the propagation of short period seismic waves in the crust and model of crustal heterogeneity, J. Geophys. Res. *91*, 6465–6489.

Geli, L. P., Bard, P.-Y., Julien, B. (1988): The effect of topography on earthquake ground motion: A review and new results, Bull. Seismol. Soc. Am., *78*, 42–63.

Hanks, T. C. (1982): fmax, Bull. Seismol. Soc. Am., *72*, 1867–1879.

Hartzell, S. H. (1978): Earthquake aftershocks as green's functions. Geoph. Res. Letters, *5*, p. 1–5.

Hartzell, S. H., Archuleta, R. J. (1979): Rupture propagation and focusing of energy in a foam rubber model of a stick-slip earthquake, J. Geophys. Res., *84*, 3623–3625.

Heaton, T. H. (1982): The 1971 San Fernando earthquake: a double event?, Bull. Seismol. Soc. Am., 2037–2062.

Herraiz, M., Espinosa, A. F. (1987): Coda waves: A review, Pageoph, *125*, 499–577.

Hiller, D. (1985): Makroseismische Wirkungen des Albstadt-Bebens vom 3. September 1978 in Baden-Württemberg, Dissertation Universität Stuttgart.

Idriss, I. M. (1990): Response of Soft Soil Sites During Eartquakes. Proceedings, a memorial symposium to honor Prof. H. B. Seed, Univ. of California, Berkeley.

Joyner, W. B., Warrick, R. E., Fumal, T. E. (1981): The effect of Quarternary Alluvium on strong ground motion in the Coyote Lake, California, earthquake of 1979, Bull. Seismol. Soc. Am., *71*, 1333–1349.

Joyner, W. B. (1987): Strong-Motion Seismology, Rev. Geophys., *21*, 1149–1160.

Kawase, H., Aki, K. (1990): Topographic effect at the critical SV-wave incidence: Possible explanation of damage pattern by the Whittier Narrows, California, earthquake of 1 October 1987, Bull. Seismol. Soc. Am., *80*, 1–22.

King, J. L., Tucker, B. E. (1984): Observed variations of earthquake motion across a sediment-filled valley, Bull. Seismol. Soc. Am., *74*, 137–151.

Lindh, A. G., Boore, D. M. (1981): Control of rupture by fault geometry during the 1966 Parkfield earthquake, Bull. Seismol. Soc. Am., *71*, 95–116.

Madariaga, R. (1977a): High frequency radiation from crack (stress drop) models of earthquake faulting, Geophys. J. R. astr. Soc., *51*, 625–651.

Madariaga, R. (1977b): Implications of stress drop models for earthquakes for the inversion of stress drop from seismic observations, Pageoph, *115*, 301–315.

Mueller, C. S., Boore, D. M., Porcella, R. L. (1982): Detailed study of site amplification at El Centro strong motion array station 5, Proc. of the Third Int. Conf. on Earthquake Microzonation, 1, Convened Seattke, Wash. June 28 – July 1, 1982, 413–424.

Nishenko, S. P., Buland, R. (1987): A generic recurrence interval distribution for earthquake forecasting. Bull. Seism. Soc. Am., *77*, 1382–1399.

Papageorgiou, A. S., Aki, K. (1983a): A specific barrier model for the quantitative description of inhomogeneous faulting and the prediction of strong ground motion, I. Description of the model, Bull. Seismol. Soc. Am., *73*, 693–722.

Papageorgiou, A. S., Aki, K. (1983b): A specific barrier model for the quantitative description of inhomogeneous faulting and the prediction of strong ground motion, Part II. Applications of the model, Bull. Seismol. Soc. Am., *73*, 953–978.

Papageorgiou, A. S. (1985): Barrier and Asperity models of strong ground motion, in Strong Ground Motion Simulation and Earthquake Engineering Applications, Publ. 85–02, edited by R. E. Scholl und J. L. King, 15-1–15-9, Earthquake Engin. Res. Inst., El Cerrito, CA.

Plafker, G. Galloway, J. P. (Eds.) (1989): Lessons Learned from the Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989, U. S. Geol. Survey Circ. 1045.

Pulli, J. (1984): Attenuation of coda waves in New England, Bull. Seismol. Soc. Am. *74*, 1149–1166.

Real, C. R., Tucker, B. E. (1988): Ground Motion Site Effects Test Area near Parkfield, California, Proc. of the 9th Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto.

Reid, H. F. (1911): The elastic rebound theory of earthquakes, University of California Publ. Geol. Sci., *6*, 413–444.

Scherbaum, F. (1980): Untersuchungen zur Struktur der P- und S-Phasen im Epizentralgebiet, Dissertation Universität Stuttgart.

Scherbaum, F. (1986): Die seismische Erkundung des Stationsuntergrundes mit Nahbebenseismogrammen, Habilitationsschrift Universität Stuttgart.

Schneider, G., Wieck, J. (1979): Herdnahe Messungen der seismischen Bodenbeschleunigung in Südwestdeutschland, Mitt. IfBt. 2/1979, 33–38.

Scholz, C. H. (1990): The Mechanics of Earthquakes and Faulting. Cambridge Univ. Press, Cambridge etc., 439 pp.

Schwartz, D. P., Coppersmith, K. J. (1984): Fault behaviour and characteristic earthquakes: Examples from the Wasatch and San Andreas fault zones. J. Geoph. Res. *89*, p. 5681–5698.

Seligman, T. H., Alvarez-Tostado, J. M., Mateos, J. L., Flores, J., Novaro, O. (1989): Resonant response models for the Valley of Mexico – I; The elastic inclusion approach, Geophys. J. Int., *99*, 789–799.

Shoja-Taheri, J. (1980): California earthquake of June 1966: Interpretation of strong motion records, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, *8*, 527–544.

Spudich, P., Cranswick, E. (1982): Use of near source seismic array data to reveal details of the earthquake rupture process, Earthquake Notes, *53*, 39.

Steinmüller, B. (1987): Seismische Übertragungsfunktionen für typische Sedimentfolgen in Baden-Württemberg, Dissertation Universität Stuttgart.

Takemura, M., Ikeura, T. (1988): A semi-empirical method using a hybrid of stochastic and deterministic fault models: Simulation of strong ground motions during large earthquakes. J. Phys. Earth, *36*, 89–107.

Wallace, R. E. (1981): Active faults, paleoseismology, and earthquake hazards in the Western United States. In: Earthquake prediction (Ed. D. W. Simpson, Richards, P. G.). American Geophys. Union, Maurice Ewing Series *4*, 209–216.

Wang, S. G. (1985): Periodicity of ground fissures and earthquakes in the earthquake belt of the Weihe river. Acta Seism. Sin., *7*, 190–201.

Wennerberg, L., Frankel, A. (1989): On the similarity of theories of anelastic and scattering attenuation, Bull. Seismol. Soc. Am., *79*, 1287–1293.

Wesnousky, S. G., Scholz, C. H., Shimazaki, K., Matsuda, T. (1983): Earthquake frequency, distribution and the mechanics of faulting, J. Geophys. Res., *88* 9331–9349.

Wieck, J., Schneider, G. (1980): Herdnahe Messungen während der Erdbebenserie im Herbst 1978 auf der Schwäbischen Alb, Mitt. IfBt 1/1980, 1–4.

3.2 Nachbeben

Frank Scherbaum

3.2.1 Einleitung

Stärkere Erdbeben in den oberen Bereichen der Erdkruste zeichnen sich fast ausnahmslos dadurch aus, daß ihnen eine Vielzahl von schwächeren Ereignissen folgt (Yamashita und Knopoff 1987). Die mittleren Magnituden der stärksten dieser Nachbeben liegen in der Regel nur etwa eine Magnitudenstufe unter der des Hauptstoßes (z. B. Doser 1989). Dies mag deutlich machen, daß die dabei auftretenden seismischen Belastungen noch eine starke zerstörerische Wirkung haben können. Gebäude, die durch den Hauptstoß in ihrer Bausubstanz bereits weitgehend beschädigt wurden, aber noch nicht zum Einsturz kamen, können bei Nachbeben zum endgültigen Kollaps gebracht werden. Eine Analyse des Auftretens von Vor- und Nachbeben im Westen der Vereinigten Staaten hat ergeben, daß etwa 60 % der stärkeren Nachbeben innerhalb von 24 Stunden nach dem Hauptbeben auftreten. Fast ein Drittel jedoch fand noch später als eine Woche nach dem Hauptstoß statt, wobei die Nachbeben meistens in geringerer Tiefe als das Hauptbeben stattfanden (Doser 1989). Nachbeben stellen also zunächst einmal eine Fortdauer der Gefährdung dar, die die Aufnahme von Rettungsmaßnahmen sowie die Besetzung wichtiger, aber teilweise zerstörter Gebäude im Anschluß an eine Erdbebenkatastrophe bedroht. Nachbeben stellen aber auch eine bisher nur selten ausgeschöpfte Quelle wertvoller Information dar, die für das Verständnis der seismotektonischen Verhältnisse sowie die Vorsorge und den Schutz vor zukünftigen Erdbebenkatastrophen von enormer Bedeutung sein kann.

In diesem Bericht soll zunächst versucht werden, die gegenwärtigen Vorstellungen über die Ursachen von Nachbeben und ihren Bezug zum Bruchvorgang des Hauptstoßes darzustellen. Im Anschluß daran werden anhand von Fallstudien eine Reihe von in der Vergangenheit aus der Untersuchung von Nachbeben gewonnene Informationen dargestellt, und es wird ein Ausblick auf mögliche Verbesserungen versucht. Den Abschluß bildet die Darstellung verschiedener Konzepte zur Nachbebenregistrierung mittels mobiler seismischer Stationsnetze.

3.2.2 Die Ursache von Nachbeben

Obwohl die Vorgänge, die zum Auftreten von Nachbeben führen, nicht vollkommen geklärt sind, kann man Nachbeben in einer allgemeinen Betrachtungsweise als eine Fortsetzung des Bruchvorgangs des Hauptbebens ansehen. Für ein (hypothetisches) Erdbeben, bei dem es während des Bebens zu einem vollkommenen Abbau der gespeicherten Deformationsenergie auf der gesamten Herdfläche kommen würde, wäre ein Auftreten von Nachbeben nicht zu erwarten. Nachbeben sind deshalb ein direkter Ausdruck der Spannungs- beziehungsweise Scherfestigkeitsheterogenitäten im Herdvolumen. Das Auftreten von Nachbeben ist allerdings nur ein Hinweis unter vielen, welche die Bedeutung von Material- oder Spannungsinhomogenitäten im Erdbebenherd deutlich machen. So findet die Abstrahlung hochfrequenter seismischer Energie bei größeren Erdbeben in für Bauwerken kritischen Frequenzbereichen nicht auf der gesamten Herdfläche statt, sondern erfolgt im wesentlichen nur dort, wo sich die Bruchgeschwindigkeit stark ändert. Eine solche Änderung ist jedoch eng mit Festigkeits- oder Spannungsänderungen im Gestein verknüpft, beziehungsweise mit Änderungen in der Herdgeometrie (Lindh und Boore 1981; Shoja-Taheri 1980).

Etwa seit Ende der 70er Jahre werden Modelle des seismischen Herdvorgangs vorgeschlagen, die diesen Sachverhalt entweder auf räumliche Heterogenitäten der Scherfestigkeit oder auf eine räumliche Variation in der Spannungsverteilung zurückzuführen (Papageorgiou und Aki 1983a, b; Aki 1984; Papageorgiou 1985). Je nachdem, ob der dominierende Einfluß auf die Abstrahlung hochfrequenter seismischer Signale den Bereichen erhöhter Spannung oder denen erhöhter Scherfestigkeit zugeordnet wird, spricht man von Asperity- (Rauhigkeiten oder Heterogenitäten in der Spannung) oder Barrieren-Modellen (Heterogenitäten in der Scherfestigkeit). Es wird angenommen, daß Barrieren oder Asperities nur einen Bruchteil der gesamten Herdfläche einnehmen, aber den dominierenden Anteil der ingenieurseismologisch relevanten Beschleunigungen hervorrufen. Ihre räumliche Ausdehnung und Verteilung kann außerdem die maximal vom Erdbebenherd abgestrahlte Frequenz begrenzen (Papageorgiou und Aki 1983a).

Jedes Erdbeben führt zu einer Veränderung des lokalen Spannungsfeldes in seiner direkten Umgebung. Dadurch können komplizierte räumliche Verteilungen der Nachbeben in der direkten Umgebung des Hypozentrums des Hauptbebens entstehen oder Dislokationen auf bereits existierenden Nachbarverwerfungen erzeugt werden (Mendoza und Hartzell 1988; King et al. 1985; Savage und Meyer 1985). Die Bereiche auf der Herdfläche, in denen es aufgrund einer hohen Scherfestigkeit während des Hauptbebens nicht zu einer Dislokation kam (Barrieren), können aufgrund der erfolgten Entspannung in ihrer direkten Umgebung im Anschluß an das Hauptbeben zu Bereichen relativ hoher Spannung werden. Es findet also eine mögliche Umwandlung von Barrieren in Asperities statt, an denen es dann im weiteren Verlauf zu neuen Dislokationen, also zum Auftreten von Nachbeben kommen kann (Yamashita und Knopoff 1987). Erst wenn die erfolgten Spannungsänderungen zu

schwach werden, um lokal noch die Scherfestigkeit zu überschreiten, wird die Nachbebentätigkeit zum Erliegen kommen. Für ein starkes Erdbeben (M >7–8) kann es Jahre dauern, bis die seismische Aktivität wieder auf das vor dem Hauptbeben herrschende Maß abgenommen hat (Gardner und Knopoff 1974).

Dem japanischen Seismologen Omori gelang es bereits gegen Ende des letzten Jahrhunderts, die zeitliche Abnahme der Nachbebentätigkeit durch eine einfache Beziehung zu beschreiben (Omori 1894, 1900). Diese unter dem Namen *Omori-Gesetz* ($n(t)=A(M)t^{-p}$) bekannte Beziehung wurde in den 60er Jahren von Utsu (1961) zu $n(t)=A(M)/(t+c)^p$ modifiziert und ist in dieser Form – als sogenanntes *modifiziertes Omori-Gesetz* – noch heute zur Abschätzung der Abnahme der Nachbebenaktivität in Gebrauch. Dabei sind c, p und A(M) Konstanten, wobei (A(M) von der verwendeten Magnitudenschwelle abhängig ist. Die Laborexperimente von Scholz (1968) zeigen, daß diese Beziehung bis hinein in den Bereich der Mikrobruchbildung, also über einen weiten Größenbereich hinweg, Gültigkeit besitzt.

Zahlreiche Autoren haben versucht, Omoris Gesetz durch physikalische Modelle zu erklären. Die auftretenden Zeitverzögerungen werden dabei in der Regel durch nichtelastische Prozesse modelliert (Kusakabe 1904; Burridge und Knopoff 1967; Scholz 1968). Yamashita und Knopoff (1987) zeigen, daß physikalisch sehr unterschiedliche Modelle die Gültigkeit von Omoris Gesetz erklären können. Modell I geht von Dislokationen auf den während des Hauptbebens nicht zerbrochenen oder durch Spannungsumlagerung neu entstehenden Asperities aus. Modell II erklärt Nachbeben durch Spannungsumlagerungen in die Randbereiche der Herdfläche und nachfolgende „Ermüdungsbrüche". Beide Modelle liefern die gleiche zeitliche Abhängigkeit der Nachbebenaktivität. Sie unterscheiden sich allerdings darin, daß für das erste Modell die Nachbebenaktivität im wesentlichen auf das Innere der Herdfläche begrenzt sein sollte, wogegen das zweite Modell die stärkste Aktivität in den Randbereichen der Herdfläche vorhersagt.

Ein Vergleich der räumlichen Verteilung von Nachbeben mit der Verteilung der koseismischen Dislokation auf der Herdfläche des dazugehörenden Hauptstoßes zeigt, daß die größte Zahl der Nachbeben vielfach in den Randbereichen maximaler Dislokation auftritt (Mendoza und Hartzell 1988; Doser 1989). Eine Ausnahme von dieser Situation stellen möglicherweise Subduktionszonenerdbeben dar. Dort wird häufig eine räumliche Konzentrierung der Nachbebenaktivität beobachtet, die an immer wieder aktiviert zu werden scheinende Bereiche geknüpft ist (z. B. Kisslinger und Engdahl 1988).

3.2.3 Der Informationsgehalt von Nachbebenserien

Neben dem bereits erwähnten Sachverhalt, daß Nachbeben einen generellen Hinweis auf die Bedeutung von Inhomogenitäten in der tektonischen Spannung und/oder Materialeigenschaften im Herdvolumen darstellen, lassen sich Nachbeben in vielfältiger Weise zur Gewinnung von Information nutzen:

- Die *räumliche Verteilung* von Nachbeben läßt sich dazu verwenden, um schnell Aussagen über die Lage und Orientierung der Herdfläche des Hauptstoßes zu machen (Reasenberg und Ellsworth 1982; Bakun et al. 1986; Cockerham und Eaton 1987). Die große Zahl von seismischen Ereignissen bei Nachbebenserien ermöglicht darüber hinaus die Anwendung tomographischer Verfahren zur Bestimmung der dreidimensionalen Geschwindigkeitsstruktur der Herdregion (Miyamachi und Moriya 1987). Dadurch läßt sich wiederum die Lokalisierung verbessern, was zu einer Verbesserung der Bestimmung der in der Herdregion aktiven Störungszonen führt. Eine Übersicht über die in diesem Zusammenhang verwendeten Verfahren findet sich bei Thurber (1986) und Kissling (1988). Die genaue Kenntnis der räumlichen Verteilung der seismischen Aktivität, insbesondere der Herdtiefenverteilung, sowie der auftretenden Herdmechanismen sind außerdem zum Verständnis des Übergangs zwischen sprödem und duktilem Materialverhalten in der Erdkruste von großer Wichtigkeit (Fuchs 1990).
- Das Auftreten bestimmter *Muster in der zeitlichen Abfolge* von Nachbebenserien wird von einigen Autoren als kurzzeitiges Vorläuferphänomen für das Auftreten stärkerer Nachbeben interpretiert (Reasenberg und Jones 1989; Reasenberg 1990). Eine kritische Betrachtung der Arbeit von Reasenberg und Jones (1989) findet sich bei Rydelek (1990). In einer Untersuchung der zeitlichen Seismizitätsmuster in fünf verschiedenen seismisch aktiven Gebieten stellten Keilis-Borok et al. (1980) fest, daß von den untersuchten 23 stärkeren Erdbeben 18 von einer „anormal" starken Nachbebenaktivität der jeweils vorgehenden Ereignisse begleitet waren. Ein großes Problem bei der Definition „anormaler" Seismizitätsmuster im Rahmen der Erdbebenvorhersageforschung stellt allerdings die Definition der „normalen" Seismizitätsrate dar. Die allgemeine Anwendbarkeit des modifizierten Omori-Gesetzes zur Beschreibung der zeitlichen Verlaufs von Nachbebenserien bedeutet jedoch möglicherweise, daß für Nachbebenseismizität „anormale" Muster vergleichsweise einfacher erkannt werden könnten. Zhao et al. (1989) dokumentieren „anormale" Veränderungen der Nachbebenaktivität vor dem Auftreten stärkerer Nachbeben von vier starken Erdbeben in China, darunter die beiden bekannten Erdbeben von Haicheng 1975 und Tangschan 1976.
- Die bisher erwähnten Informationen können bereits allein aus den kinematischen Daten der Nachbeben, also den Einsatzzeiten bestimmter Phasen, gewonnen werden. Nimmt man dynamische Daten (Amplituden) hinzu, so lassen sich zusätzliche Information gewinnen. Dazu zählt beispielsweise die Bestimmung räumlicher *Amplitudenabnahmegesetze*, deren Kenntnis eine wichtige Voraussetzung zur Abschätzung der seismischen Belastung durch zukünftige Erdbeben darstellt (Boore und Joyner 1982).
- Durch die rasche Entwicklung der digitalen Meßtechnik in den letzten Jahren sind die Voraussetzungen geschaffen worden, Nachbebenregistrierungen mit mobilen Stationsnetzen in digitaler Form durchzuführen. Dadurch läßt sich die gesamte *Wellenforminformation* in die Auswertung mit einbeziehen. Die Auswirkungen dieser „technischen Revolution" für die Seismologie sind bisher noch nicht in allen Konsequenzen abzusehen.

- Der Frequenzgehalt von Nachbebensignalen enthält nutzbare Informationen sowohl über die Größe der Nachbeben als auch über die *Absorptionsstruktur* der Herdregion. Mit einem flächendeckenden Stationsnetz von digitalen Mobilstationen läßt sich beides durch die Kombination einer tomographischen Rekonstruktion der dreidimensionalen Absorptionsstruktur und einer nichtlinearen Inversion der Spektralparameter bestimmen (Scherbaum 1990; Scherbaum und Wyss 1990). Besonders die Kenntnis der Absorptionsstruktur der Herdregion ist für das Verständnis der Schadensbildung und die Abschätzung der Auswirkungen zukünftiger Erdbeben von großer Bedeutung.
- Der Bruchablauf stärkerer Nachbeben läßt sich bei ausreichender dichter Überdeckung der Herdregion mit Digitalstationen durch tomographische Inversionsverfahren rekonstruieren (Frankel et al. 1986). Die dabei bestimmten *Bruchgeschwindigkeiten* ermöglichen Abschätzungen des sogenannten Direktivitätseffekts, der zu einer richtungsabhängigen Erweiterung des Schüttergebiets von Erdbeben führen kann (Makroseistenstreckung).
- Aufgrund der hohen seismischen Aktivität in Nachbebenserien ist damit zu rechnen, daß es in gewissem zeitlichem Abstand zum Auftreten von Erdbeben am gleichen Hypozentrum kommt. Die für solche *Erdbebendoublets* identischen Wellenwege lassen sich im Zusammenhang mit der Bestimmung der Herdparameter (z. B. Spannungsabfall) in besonders günstiger Weise ausnutzen. Die schwächeren Erdbeben eines Doublets können als empirische Greensche Funktionen zur Dekonvolution des Ausbreitungseinflusses verwendet werden. Dadurch lassen sich die Herdparameter von Doubletereignissen weitgehend unbeeinflußt vom Übertragungsmedium bestimmen (Mori und Frankel 1990).
- Die in Nachbebenserien außerdem häufig beobachteten *Erdbebencluster* ermöglichen aufgrund ihrer relativen Nähe zueinander den Einsatz von auf der Signalkohärenz beruhenden Verfahren, mit deren Hilfe man zu einer Genauigkeitssteigerung bei der relativen Lokalisierung gelangen kann (Ito 1985; Scherbaum und Wendler 1986). Die bisher mit dieser Methode erreichten Genauigkeiten liegen in der Größenordnung von wenigen 10er Metern (Scherbaum et al. 1990). Dadurch ist eine enorme Verbesserung in der Bestimmung der Feinstruktur von Herdzonen, der Orientierung der Herdflächen und der darauf ablaufenden Bruchvorgänge möglich.
- Unter der Voraussetzung der genauen Kenntnis der Relativlokationen von Erdbebenclustern wird auch der Einsatz von dreidimensionalen Arrayverfahren zur Untersuchung des Streuverhaltens entlang des Ausbreitungsweges ermöglicht, die auf dem Prinzip der Umkehrbarkeit des Wellenweges seismischer Signale beruhen (Spudich und Bostwick 1987; Scherbaum et al. 1991). Daraus lassen sich Hinweise über den Einfluß der oberflächennahen Strukturen auf das seismische Signal sowie Aussagen über die *Heterogenität der Erdkruste* gewinnen.
- Eine ganz spezielle Rolle im Zusammenhang mit der Schadensbildung bei starken Erdbeben spielt der Einfluß der *oberflächennahen geologischen Strukturen* (site effects) (z. B. Plafker und Galloway 1989; Beck und Hall 1986). Obwohl die Bedeutung dieses Phänomens schon lange bekannt ist, sind die Ursachen noch

nicht alle verstanden. Eine Darstellung der verschiedenen dabei auftretenden Effekte findet sich im Abschnitt 3.1 dieses Bandes: Herd- und Ausbreitungsvorgänge bei Erdbeben. Nachbeben eignen sich in ganz besonderer Weise zur Untersuchung dieses Phänomens. In besonders betroffenen Schadensgebieten könnten gezielte Experimente zu Messung möglicher Resonanzeffekte im oberflächennahen Baugrund durchgeführt und die Erschütterungsausbreitung in besonders interessierenden Gebäuden bestimmt werden. Diese Informationen sind für den Wiederaufbau eines Katastrophengebietes von essentieller Bedeutung. So zeigt sich beispielsweise im Vergleich der Schadensverteilung bei den San Francisco-Erdbeben von 1906 und 1989, daß die maximalen Schäden im Stadtgebiet von San Francisco aufgrund der Standorteinflüsse an praktisch den gleichen Stellen auftraten (mit der Ausnahme des Marina Distrikts, der 1906 noch nicht besiedelt war) (z. B. Plafker und Galloway 1989).

3.2.4 Mobile Stationsnetze

Während der „Ninth World Conference on Earthquake Engineering" (1988) wurde eine Resolution verabschiedet, in der die Notwendigkeit zur Nachbebenregistrierung nach stärkeren Erdbeben mittels mobiler seismischer Stationsnetze von Digitalstationen zum Ausdruck gebracht wurde. Gleichen Inhalts ist ein „Proposal by Japanese Scientists" anläßlich der International Decade for Natural Disaster Reduction (Ravara 1990). Ein Beispiel für einen solchen Einsatz aus der jüngeren Vergangenheit ist die gemeinsam von amerikanischen und sowjetischen Wissenschaftlern nach dem Spitak-Erdbeben vom 7. Dezember 1988 (Ms = 6.9) durchgeführte Nachbebenuntersuchung, deren vorläufige Ergebnisse von Borcherdt (1989) zusammengestellt wurden. Wenn man betrachtet, wie erfolgreich dieser spontan initiierte Einsatz war, so läßt sich erahnen, welche Ergebnisse man mit sorgfältig vorbereiteten Experimenten mit speziell für solche Einsätze bereitgestellten Instrumenten erzielen könnte.

Beim Aufbau eines mobilen seismischen Netzes zur Nachbebenregistrierung sollte unbedingt berücksichtigt werden, daß dieses immer unter besonders schweren Bedingungen zu arbeiten haben wird. Dies bedeutet erhöhte Anforderungen an die Robustheit der Geräte und ihre Bedienungs- und Reparaturfreundlichkeit. Über die Feldtauglichkeit hinaus sollten jedoch zusätzlich gewisse Anforderungen erfüllt sein. Dazu gehören ein Dynamikumfang von mindestens 120 dB und die Möglichkeit, Frequenzen bis mindestens 50 Hz aufzuzeichnen. Außerdem muß ein netzunabhängiger Betrieb, z. B. über solarzellengepufferte Batterien, möglich sein. Der Zeitzeichenempfang sollte auf weltweit zu empfangende Zeitzeichensignale ausgelegt sein.

Die Zahl der verwendeten Stationen sollte möglichst groß sein und aus Dreikomponentenstationen bestehen. Bei großen Erdbebenkatastrophen muß davon ausgegangen werden, daß flächenmäßig große Gebiete zu überdecken sind. Bei der Sensorbestückung sollten zusätzlich zur Normalausstattung mit Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern für Spezialaufgaben Beschleunigungsmesser vorgesehen werden.

Eine wichtige Randbedingung beim Betrieb eines solchen Netzes ist die Forderung, daß es innerhalb kürzester Zeit in Einsatz gebracht werden muß. Die volle Funktionstüchtigkeit aller beteiligten Komponenten müßte kontinuierlich sichergestellt sein. Dies könnte nur dadurch gewährleistet werden, daß das System im Wartezustand jederzeit abgerufen werden könnte.

Die instrumentelle Realisierung eines mobilen seismischen Netzes ist beim gegenwärtigen Stand der seismischen Meßtechnik auf verschiedene Weise denkbar. Drei Konzepte scheinen mir überlegenswert:

A. Netz von Einzelstationen

Vorteile:

- Extrem schneller Aufbau möglich
- Neueste Technologie (rechnerkompatible Aufzeichnung)

Nachteile:

- Keine Koinzidenztriggerung möglich
- Aufwendige Funktionskontrolle des Gesamtsystems
- Vorläufige Auswertung aufwendig

B. Netz von Telemetriestationen

Vorteile:

- Koinzidenztriggerung möglich
- Direkte Funktionsüberwachung des Gesamtsystems
- Einfache Datensichtung und -komprimierung möglich

Nachteile:

- Zeitaufwendiger Aufbau
- Funkverbindung nicht immer möglich
- Zuteilung von Sendefrequenzen im Anschluß an eine Katastrophe möglicherweise schwierig
- Funktionsfähigkeit hängt vollkommen von der Zentrale ab (keine Redundanz)
- Hohe Kosten

C. Kombination

Die Geräte werden erst als Einzelstationen ausgesetzt. Wenn die Möglichkeit zur Telemetrie gegeben ist, wird diese in einem zweiten Schritt eingerichtet.

Vorteile:

- Alle Vorteile von A. und B.

Nachteile:

- Hohe Kosten

3.2.5 Zusammenfassung

Verstärkte Anstrengungen sind notwendig, um durch ein besseres Verständnis der Herd- und Ausbreitungsvorgänge bei Erdbeben langfristig zu einer Abminderung der Schadenswirkungen zu gelangen. Erdbebenkatastrophen dürfen nicht einfach hingenommen werden, sondern es muß der Versuch gemacht werden, von ihnen zu lernen. Praktisch alle stärkeren Erdbeben werden von einer großen Zahl von Nachbeben gefolgt, deren Zahl und Stärke im Laufe der Zeit abnimmt. Diese stellen eine äußerst wichtige Quelle von Information dar, die es in diesem Zusammenhang zu nutzen gilt.

Die während der Nachbebentätigkeit freigesetzte Information kann allerdings nur dann nutzbar gemacht werden, wenn es gelingt, die Nachbebenaktivität möglichst vollständig zu erfassen. Das bedeutet, daß mobile seismische Netze errichtet werden müßten, die unmittelbar im Anschluß an größere Beben in Einsatz gebracht werden können. Die Errichtung eines solchen Netzes könnte ein wichtiger Schritt sein, um über ein verbessertes Verständnis der bei großen Erdbeben ablaufenden geophysikalischen Prozesse langfristig zu einer Abminderung ihrer katastrophalen Auswirkungen zu gelangen.

3.2.6 Literatur

Aki, K. (1984): Asperities, barriers, characteristic earthquakes and strong ground motion prediction, J. Geophys. Res. *89*, 5867–5872.

Bakun, W. H., King, G. C. P., Cockerham, R. S. (1986): Seismic slip, aseismic slip, and the mechanics of repeating earthquakes on the Calaveras fault, California, Earthquake Source Mechanics, Geophysical Monograph *37*, American Geophysical Union, 195–207.

Beck, J. L., Hall, J. F. (1986): Factors contributing to the catastrophe in Mexico City during the earthquake of September 19, 1985, Geophys. Res. Lett. *13*, 593–596.

Boore, D. M., Joyner, W. B. (1982): The empirical prediction of ground motion, Bul. Seismol. Soc. Am. *72*, 5269–5286.

Borcherdt, R. D. (1989): Results and data from seismologic and geologic studies following earthquakes of December 7, 1988, near Spitak, Armenia, S. S. R., U. S. Geological Survey, Open-File Report 89–163A, Vol. I.

Burridge, R., Knopoff, L. (1967): Model and theoretical seismicity, Bull. Seismol. Soc. Am. *57*, 341–371.

Cockerham, R. S., Eaton, J. P. (1987): The earthquake and its aftershocks, April 24 through September 30, 1984, in The Morgan Hill, California Earthquake of April 24, 1984, S. N. Hoose, Editor, U. S. Geol. Surv. Bull. *1639*, 15–28.

Doser, D. I. (1989): Foreshocks and aftershocks of large (M=5.5) earthquakes within the Western Cordillera of the United States, Bull. Seismol. Soc. Am. *80*, 110–128.

Frankel, A., Fletcher, J., Vernon, F., Haar, L., Berger, J., Hanks, T., Brune, J. (1986): Rupture characteristics and tomographic source imaging of ML ~3 Earthquakes Near Anza, Southern California, J. Geophys. Res. *91*, 12633–12650.

Fuchs, K. (1990): State of Stress to Mid-Crustal Depth – An Integrated Stress Measurement Stategy for a Continuous Stress Profile with Depth, Report on the Int. Workshop at Rauischholzhausen March 22/23, 1990 on „Stress Measurements in the KTB-Hauptbohrung" with recommendations to the KTB-Coordinators and Project Management, 7 pp.

Gardner, J. K., Knopoff, L. (1974): Is the sequence of earthquakes in southern California with aftershocks removed Poissonian?, Bull. Seismol. Soc. Am. *64*, 1363–1367.

Ito, A. (1985): High resolution relative hypocenters of similar earthquakes by the cross-spectral analysis method, J. Phys. Earth *33*, 279–294.

Keilis-Borok, V. I., Knopoff, L., Rotvain, I. M. (1980): Bursts of aftershocks, long-term precursors of strong earthquakes, Nature *283*, 259–263.

King, G. C. P., Ouyang, Z. X., Papadimitriou, P., Deschamps, A., Ganepain, J., Houseman, G., Jackson, J., Soufleris, C., Virieux, J. (1985): The evolution of the Gulf of Corinth (greece): An aftershock study of the 1981 earthquakes, Geophys. J. R. Astr. Soc. *80*, 677–693.

Kissling, E. (1988): Geotomography with local earthquake data, Rev. Geophys., 659–698.

Kisslinger, C., Engdahl, E. R. (1988): Aftershocks of the May 7, 1986, Andreanof Islands Earthquake and their relation to pre-event seismicity, EOS, 1303.

Kusakabe, S. (1904): Modulus of elasticity of rocks and velocity of seismic waves with a hint to the frequence of aftershocks, Rep. Imp. Earthq. investig. Comm. *17*, 1–43.

Lindh, A. G., Boore, D. M. (1981): Control of rupture by fault geometry during the 1966 Parkfield earthquake, Bull. Seismol. Soc. Am. *71*, 95–116.

Mendoza, C., Hartzell, S. H. (1988): Aftershock patterns and main shock faulting, Bull. Seismol. Soc. Am. *78*, 1438–1449.

Miyamachi, H., Moriya, T. (1987): Velocity structure and aftershock distribution of the 1982 Urakawa-Oki earthquake, J. Phys. Earth *35*, 309–326.

Mori, J., Frankel, A. (1990): Source parameters for small events associated with the 1986 North Palm Springs, California, earthquake determined using empirical Green functions, Bull. Seism. Soc. Am. *80*, 278–295.

Omori, F. (1894): On aftershocks (in Japanese), Rep. Imp. Earthq. investig. Comm. *2*, 103–109.

Omori, F. (1900): Investigation of aftershocks (in Japanese), Rep. Imp. Earthq. investig. Comm. *30*, 4–29.

Papageorgiou, A. S., Aki, K. (1983a): A specific barrier model for the quantitative description of inhomogeneous faulting and the prediction of strong ground motion, I. Description of the model, Bull. Seismol. Soc. Am. *73*, 693–722.

Papageorgiou, A. S., Aki, K. (1983b): A specific barrier model for the quantitative description of inhomogeneous faulting and the prediction of strong ground motion, Part. II. Applications of the model, Bull. Seismol. Soc. Am. *73*, 953–978.

Papageorgiou, A. S. (1985): Barrier and asperity models os strong ground motion, in Scholl, E., King, J. L. (Eds.), Strong Ground Motion Simulation and Earthquake Engineering Applications, Publ. 85–02, 15-1–15-9, Earthquake Engin. Res. Inst., El Cerrito, CA.

Plafker, G., Galloway, J. P. (Eds.) (1989): Lessons Learned from the Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989, U. S. Geol. Survey Circ 1045.

Ravara, A. (Ed.) (1990): International Decade for Natural Disaster Reduction, Proposals by Japanese Scientists, Bull. EAEE *10*, 2–15.

Reasenberg, P., Ellsworth, W. L. (1982): Aftershocks of the Coyote Lake, California, earthquake of August 6, 1979, a detailed study, J. Geophys. Res. *87*, 10637–10655.

Reasenberg, P. A., Jones, L. M. (1989): Earthquake hazard after a mainshock in California, Science *243*, 1173–1176.

Reasenberg, P. A. (1990): California aftershock hazard forecast, Science *247*, 345–346.

Rydelek, P. A. (1990): California aftershock model uncertainties, Science *247*, 343.

Savage, M. K., Meyer, R. P. (1985): Aftershocks of an M=4.2 earthquake in Hawaii and comparison with long-term studies of the same volume, Bull. Seismol. Soc. Am. *75*, 759–777.

Scherbaum, F., Wendler, J. (1986): Cross spectral analysis of Swabian Jura, SW Germany, Three component microearthquake records, J. Geophys. *60*, 157–166.

Scherbaum, F. (1990): Combined inversion for the three-dimensional Q structure and source parameters using microearthquake spectra, J. Geophys. Res. *95*, 12423–12438.

Scherbaum, F., Wyss, M. (1990): Distribution of attenuation in the Kaoiki, Hawaii, Source Volume estimated by inversion of P Wave Spectra, J. Geophys. Res. *95*, 12439–12448.

Scherbaum, F., Gillard, D., Deichmann, N. (1991): Slowness power spectrum analysis of the coda composition of two microearthquake clusters in Northern Switzerland, Phys. Earth Planet. Inter. *67*, 137–161.

Scholz, C. H. (1968): Microfractures, aftershocks, and seismicity, Bull. Seismol. Soc. Am. *58*, 1117–1130.

Shoja-Taheri, J. (1980): Parkfield, California earthquake of June 1966: Interpretation of strong motion records, Earthquake Engineering and Structural Dynamics *8*, 527–544.

Spudich, P., Bostwick, T. (1987): Studies of the seismic Coda using an earthquake cluster as a deeply buried seismograph array, J. Geophys. Res. *92*, 10526–10546.

Thurber, C. H. (1986): Analysis methods for kinematic data from local earthquakes, Rev. Geophys. *24*, 793–805.

Utsu, T. (1961): A statistical study on the occurrence of aftershocks, Geophys. Mag. *30*, 521–605.

Yamashita, T., Knopoff, L. (1987): Models of aftershock occurrence, Geophys., J. R. astr. Soc. *91*, 13–26.

Zhao, Z., Matsumura, K., Oike, K. (1989): Precursory change of aftershock activity before large aftershocks: A case study for recent earthquakes in China, J. Phys. Earth. *37*, 155–177.

3.3 Seismische Risikoanalyse

Ludwig Ahorner, Werner Rosenhauer

3.3.1 Einführung

In der seismischen Risikoanalyse werden Erdbeben als stochastische Ereignisse betrachtet, für deren Auftreten in zukünftigen Jahrzehnten ein Poisson-Prozeß in guter Näherung angenommen werden kann. Ziel der Analysen ist die Angabe der in diesem Modell zeitunabhängigen, dafür aber stark ortsabhängigen Eintrittsrate λ zukünftiger Beben.

Die Stärke beziehungsweise die Schädigungswirkung der Erdbebenwellen an der Erdoberfläche wird dabei stark vereinfacht einparametrig durch die Intensität charakterisiert (Abb. 3.3.1). Die Erdbebenherde werden in einem Punktmodell durch wenige Parameter beschrieben. Es sind dies meist nur die Magnitude (seismische Herdenergie), die Epizentralkoordinaten und die Herdtiefe. Der Grund für diese Vereinfachungen ist, daß in vielen Gegenden genau für diese Größen Daten oder

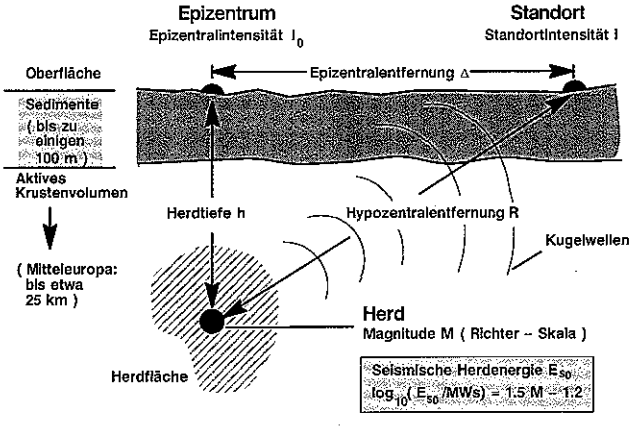


Abb. 3.3.1: Seismologische Grundbegriffe.
Seismological Fundamentals.

abgeleitete Werte in nennenswertem Umfang beziehungsweise für längere Zeiträume vorhanden sind.

Da die seismische Aktivität in Deutschland vergleichsweise gering ist, läßt sich die Intensitäts-Eintrittsrate auch aus über mehrere Jahrhunderte beobachteten historischen Beben durch direkte Statistik bestenfalls bis zu einem Niveau von etwa 10^{-2}/Jahr bestimmen (Abb. 3.3.2). Diese Beschränkung ergibt sich einerseits aus den Schätz-Ungenauigkeiten der direkten Statistik, andererseits aus der zeitlichen Inhomogenität der Beobachtungen, die eine Extrapolation unter die statistisch noch bestimmbaren Werte (> 3 Ereignisse) ausschließt. Mit schweren Erdbebenauswirkungen, etwa Schäden an Gebäuden (Intensitäten I=VI und größer: Hosser, Klein et al. 1983), ist auf diesem hohen Wahrscheinlichkeitsniveau in Mitteleuropa außer in sehr wenigen kleineren Ausnahmegebieten nirgends zu rechnen. Statistisch kann die Eintrittsrate für Gebäudeschäden an hier interessierenden Standorten somit nicht ermittelt werden, erst recht nicht die Eintrittsrate einer Erdbebenkatastrophe.

Für die Risikoanalyse werden probabilistische Modelle benutzt, die diesen Gegebenheiten entsprechend nur zu einem Teil auf statistischen Auswertungen beruhen (Grünthal 1984; Hosser, Klein et al. 1983; Karnik, Schenkova und Schenk 1981; McGuire 1976; Sägesser und Mayer-Rosa 1978; Schenk, Grünthal und Schenkova 1983).

In die im weiteren genauer dargestellten Modelle gehen im Sinne einer Prognose zusätzlich alle verfügbaren, teilweise deterministischen seismologischen und geotek-

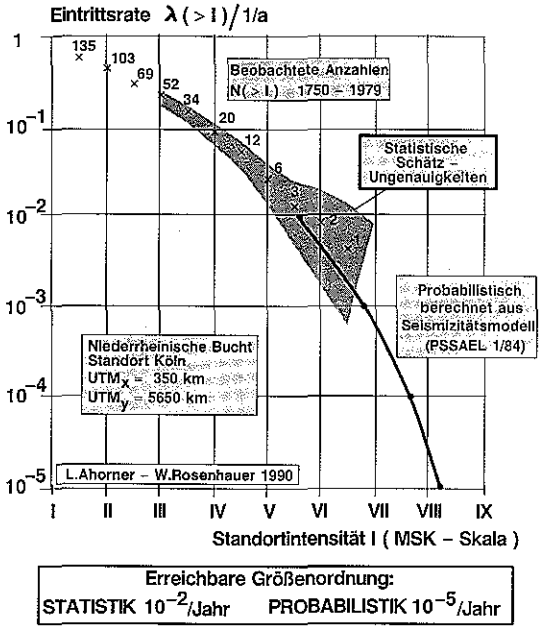


Abb. 3.3.2: Intensitäts-Eintrittsrate (Beispiel).
Intensity Occurrence Frequency (Example).

tonischen Informationen ein, die über die Fixierung auf die historischen Ereignisse hinausgehen. Stabilität der probalistischen Resultate bis zu einer Größenordnung von 10^{-5}/Jahr (Abb. 3.3.2) wurde in zahlreichen Auswertungen für alternative Modellvarianten gefunden.

3.3.2 Seismizitätsanalyse

Grundlage der Risikoanalyse ist die ortsabhängige Eintrittsrate $\lambda_0(>M)$ der Magnitude, die durch den Bezug auf eine Normfläche (z. B. 10^4 km^2) als Kenngröße der Seismizität angesehen werden kann. Im einfachsten Fall wird sie gebietsweise konstant angenommen (in den einzelnen Herdzonen, siehe als Beispiel Abbildung 3.3.3; entnommen aus Ahorner und Rosenhauer 1986). Die Herdzonen werden deterministisch nach folgenden Gesichtspunkten festgelegt:

- regionale Anordnung der in historischer Zeit aktiven Erdbebenherde,
- Häufigkeitsverteilung und Stärke der bisher beobachteten Erdbeben,
- geologisch-tektonischer Aufbau des Gebietes (wobei insbesondere Hinweise auf jüngste Bewegungsvorgänge im Quartär und auf „fortlebende" Bruchschollentektonik von Bedeutung sind),
- seismotektonische Eigenheiten (wie z. B. das Vorherrschen von Seitenverschiebungen oder Abschiebungen in den Herdzonen oder lokale Variationen des tektonischen Spannungsfeldes in der Erdkruste).

Geeignete Daten zur quantitativen Seismizitätsermittlung sind die auch für längere Zeiträume homogenen Magnituden-Extremwerte (Rosenhauer und Ahorner 1991), das heißt die Maximalwerte der Magnitude in gleichen Zeitabschnitten T in einer Zählfläche A. Entscheidend für die Risikoanalyse ist, daß eine endliche Magnitudenobergrenze $M_{max} < \infty$ entweder statistisch bestimmt oder bei nicht ausreichenden Daten deterministisch festgelegt wird.

Aus der für solche Extremwerte gültigen, unten formelmäßig angegebenen verallgemeinerten Gumbelverteilung ergeben sich glatte Kurven für $\lambda_0(>M)$ (Abb. 3.3.4). Die Parameter m, σ und τ können aus den Extremwerten mit biasfreien Schätzverfahren bestimmt und auf Normwerte (z. B. für $T_0 = 10$ Jahre und $A_0 = 10^4$ km^2) wie unten angegeben umgerechnet werden.

Als Spezialfall $\tau = 0$ enthalten ist die übliche, in logarithmischer Darstellung lineare Häufigkeitsverteilung ohne Magnitudenobergrenze ($M_{max} = \infty$).

Die Auswirkungen eines Bebens an einem Standort werden nicht nur durch die Magnitude (Energiefreisetzung) und die Epizentralentfernung Δ bestimmt, sondern bei kleinen Δ ganz wesentlich durch die Herdtiefe h (siehe auch Abb. 3.3.1). Zur prognostischen Charakterisierung der Seismizität gehört deswegen in Weiterentwicklung älterer Verfahren (z. B. McGuire 1976) insbesondere in Flachbebengebieten auch ein Wahrscheinlichkeitsmodell für die Herdtiefe.

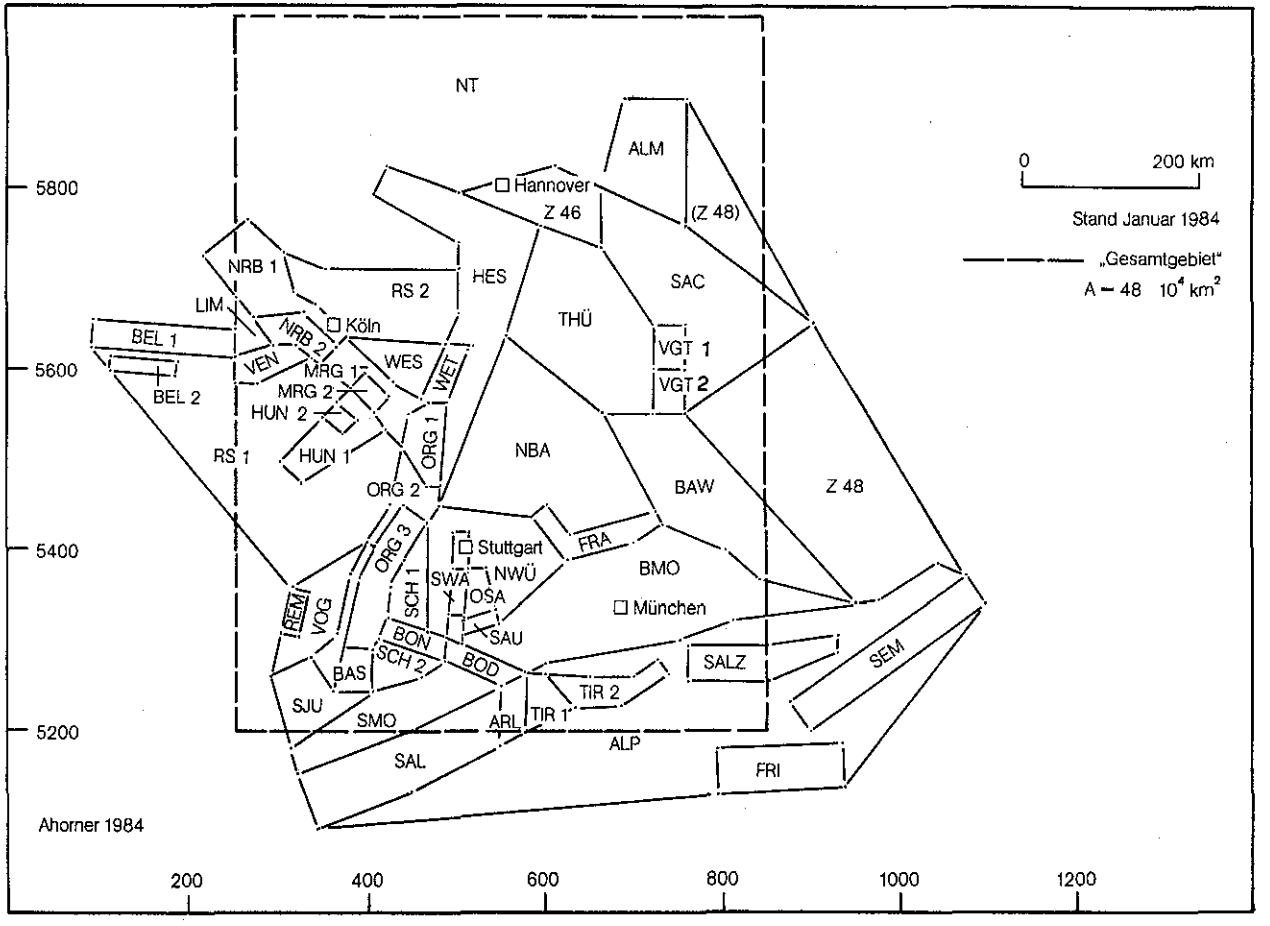


Abb. 3.3.3: Seismizitätszonen – Probabilistische Analyse BRD.
Seismic Focal Zones – Probabilistic Analysis FRG.

UTM-Gitter, Zone 32 U

Abteilung Erdbebengeologie, Geologisches Institut, Universität Köln

Verallgemeinerte Gumbelverteilung:

$$\frac{\lambda_0(>M)}{1/\text{Jahr}} = \frac{1}{10}\left(f_1 - f_2\frac{M-m_0}{\sigma_0}\right)^{1/\tau} \text{ für } M < M_{max} = m_0 + \sigma_0 f_1/f_2$$

$f_1 = \Gamma(1+\tau)$ $\quad f_2 = \sqrt{\Gamma(1+2\tau) - f_1^2}$ $\quad \Gamma$ Gammafunktion

m_0, σ_0 Erwartungswert und Streuung des 10-Jahres-Extremwertes von M in einer Normfläche von 10^4 km^2, τ Krümmungsparameter ($\tau \geqslant 0$)

$$\sigma_0 = \sigma \cdot \left(\frac{A \cdot T}{A_0 \cdot T_0}\right)^{\tau} \quad m_0 = m + (\sigma - \sigma_0) \cdot f_1/f_2 \quad \tau_0 = \tau > 0 \quad M_{max0} = M_{max}$$

Gutenberg-Richter Statistik: Grenzwert $\tau \to 0$, $M_{max} \to \infty$

$$\log_{10}\left[\frac{\lambda_0(>M)}{1/\text{Jahr}}\right] = a_0 - b_0 M \quad b_0 = \frac{\pi \log_{10} e}{\sigma_0\sqrt{6}} \quad a_0 = b_0 m_0 - E \log_{10} e - 1.0$$

$$E = 0.577\ldots$$

$$\sigma_0 = \sigma \quad b_0 = b \quad m_0 = m + \frac{1}{b}\log_{10}\left(\frac{A_0 \cdot T_0}{A \cdot T}\right) \quad a_0 = a + \log_{10}\left(\frac{A_0 \cdot T_0}{A \cdot T}\right)$$

In dem regionalen Seismizitätsmodell PSSAEL 1/84 (Rosenhauer 1984; siehe auch Abb. 3.3.3) für Mitteleuropa wurden magnitudenabhängige Herdtiefenverteilungen verwendet, die wegen der mit größeren Magnituden verbundenen Herdausdehnungen von Mindestherdtiefen (z. B. h = 5.5 km bei M = 6.0) ausgehen.

Die Wahrscheinlichkeit für eine irgendwo im Untersuchungsgebiet eintretende hohe Epizentralintensität kann über die Intensitätseintrittsrate für vorgegebene Standorte hinaus als (nicht normierte) Kenngröße für das Erdbebenrisiko eines Gebiets angesehen werden. Sie wird konsistent zu den Standortuntersuchungen durch die Magnitudeneintrittsraten und wesentlich durch das Herdtiefenmodell sowie durch das Intensitätsabnahmemodell (siehe nächster Abschnitt) bestimmt.

3.3.3 Standortanalyse

In der Standortanalyse wird die Intensitäts-Eintrittsrate $\lambda(>I)$ ermittelt, die sich aufgrund der im vorigen Abschnitt dargestellten Seismizitätsprognose für einen Standort ergibt. Abbildung 3.3.5 zeigt eine weiteres Beispiel für $\lambda(>I)$.

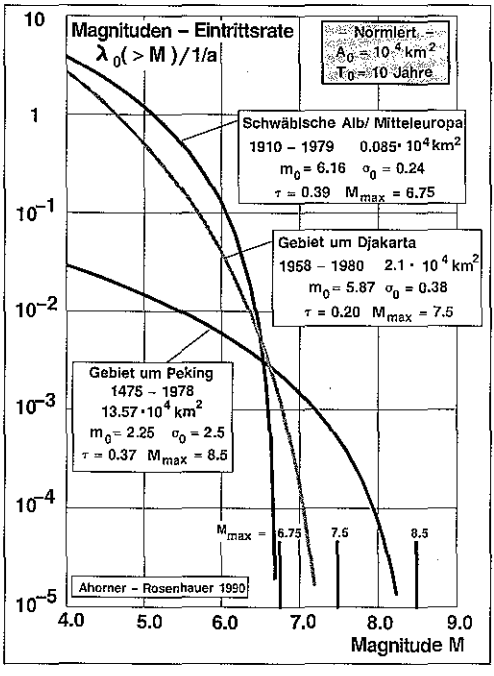


Abb. 3.3.4: Gumbel-Verteilung für verschiedene Anwendungsgebiete. Gumbel Distribution Functions for Different Areas.

Als neueres Werkzeug kann hierzu das Interatom-FORTRAN-Programm *PSSAEL* (*P*robalistische *S*eismische *S*tandort-*A*nalyse, *E*rdbeben-*L*ibrary, Programmstand 2/89) eingesetzt werden (Rosenhauer 1984), das Anfang 1989 ebenso

Probabilistisches Intensitätsabnahmegesetz 1/84:

$I(M,R) = I(10\ km) - AKH \log_{10} (R/10\ km) - AKOF\ (R/km - 10)$

(R Hypozentralentfernung,
M Lokalbeben – Magnitude M_L)

AKH mit	50 % zwischen 2.5 und 3.0
und	50 % zwischen 3.0 und 4.0
	jeweils gleichverteilt

AKOF mit	50 % zwischen 0.001 und 0.003
und	50 % zwischen 0.003 und 0.01
	jeweils logarithmisch gleichverteilt

$I(10\ km) = 1.5\ M - BM$

BM mit	50 % zwischen 0.4 und 1.0
und	50 % zwischen 1.0 und 1.6
	jeweils gleichverteilt

wie die Modelleingabe PSSAEL 1/84 (Abb. 3.3.3) einer umfassenden Qualitätssicherung unterzogen worden ist. Das Programm ermittelt nach der Monte-Carlo-Methode repräsentative Kataloge von jeweils einigen hundert Bebenherden, wie sie in der Zukunft auftreten könnten, und wertet die Häufigkeiten aus, mit der Intensitäten in vorgegebenen, lückenlos aneinander anschließenden Intensitäts-Intervallen durch diese Bebenherde am Standort hervorgerufen werden. Dazu wird als ganz entscheidende weitere Information die Korrelation zwischen Standortintensität und Herdstärken benötigt.

Die als Beispiel angegebene Standard-Intensitätskorrelation des Modells PSSAEL 1/84 wurde aus Beben des Rheinlands ermittelt. Sie deckt erhebliche Schwankungen der Intensitätszuordnung ab.

Dem Energietransport durch Kugelwellen entsprechend wird die Intensität an einem Standort hauptsächlich durch die Magnitude M des Herds und durch die Hypozentralentfernung R vom Herd bestimmt (Abb. 3.3.1):

$$I(MSK) = I(M,R) \quad R = \sqrt{h^2 + \Delta^2}$$

h Herdtiefe
Δ Epizentralentfernung

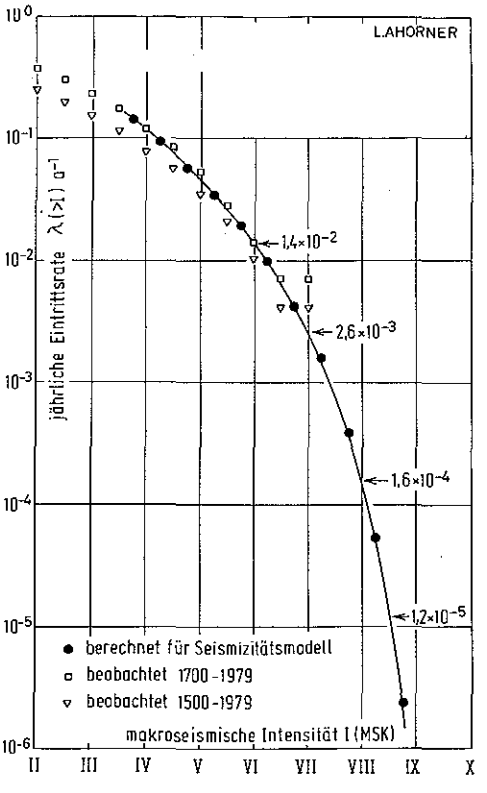


Abb. 3.3.5: Eintrittsraten für Erdbeben-Intensitäten am Standort KFA Jülich.
Intensity Occurrence Frequency for the Site KFA Jülich.

Es gibt zahlreiche zusätzliche, im allgemeinen nicht quantitativ-deterministisch zu erfassende oder vorherzusagende physikalische Einflüsse, die bei jedem einzelnen Beben erhebliche stochastische Abweichungen von einer Mittelwertkurve (Mittel über mehrere beobachtete Intensitätsabnahmekurven) bewirken können. Wichtig ist, daß die „Unsicherheiten" der Intensitätsabnahme schon in den numerischen Ergebnissen der probalistischen Analyse selbst erfaßt, das heißt in der berechneten Intensitäts-Eintrittsrate bereits enthalten sind, und daß deswegen Ergebnisungenauigkeiten in der Größenordnung, wie sie bei der Verwendung mittlerer Intensitätsabnahmekurven anzunehmen wären, bei dem hier dargestellten Verfahren nicht vorhanden sind.

Ein besonderes und der Behandlung in älteren Programmen (z. B. McGuire 1976) deswegen entscheidend überlegenes Merkmal von PSSAEL ist, daß durch das verwendete Verfahren der Monte-Carlo-Simulation nicht nur die Rechengenauigkeit so genau wie erforderlich beziehungsweise gewünscht angepaßt werden kann, sondern daß (was wichtiger ist) die erläuterte stochastische Zuordnung zwischen Herd- und Standortparametern durch das probalistische Modell den seismologischen Kenntnissen entsprechend abgebildet wird. Die Herdtiefen werden dabei explizit aussimuliert und gehen direkt in die Ergebnisse ein.

3.3.4 Probalistische Erdbebengefährdungskarten

Nach dem im vorigen Abschnitt beschriebenen Verfahren kann die standortbezogene Eintrittsrate für die makroseismische Intensität für beliebige Standorte innerhalb des Gebietsbereichs des Seismizitätsmodell berechnet werden. Aus den Eintrittsraten für eine größere Zahl von rasterartig verteilten fiktiven Standorten lassen sich probabilistische Erdbebengefährdungskarten entwickeln, die die gebietsmäßige Verteilung der einer bestimmten Eintrittswahrscheinlichkeit zuzuordnenden Erdbebenintensität angeben.

Grundsätzlich ist dabei zu berücksichtigen, daß solche Angaben der Ermittlung entsprechend als regionale Ergebnisse zu interpretieren sind, da einer Verfeinerung des großräumigen Seismizitätsmodells, etwa einer Berücksichtigung lokaler geologischer Einflüsse, rechnerisch und durch die verfügbaren seismologischen und geologisch-tektonischen Daten Grenzen gesetzt sind. Es können jedoch durch Zusatzuntersuchungen (Ahorner und Budny 1986) in Standortbereichen gültige lokale Korrekturwerte ΔI ermittelt werden, deren Größe aus den örtlichen geologischen und seismotektonischen Gegebenheiten bestimmt wird.

In den Abbildungen 3.3.6 und 3.3.7 werden probabilistische Erdbebengefährdungskarten für die Bundesrepublik Deutschland und ihre Nachbargebiete als Beispiel gezeigt, die auf dem Seismizitätsmodell Abbildung 3.3.3 basieren. In Abbildung 3.3.6 ist die regional ermittelte Intensität (nach der zwölfstufigen MSK-Skala) dargestellt, die im Zeitraum von 100 Jahren mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 Prozent nicht überschritten wird, entsprechend einer Eintrittsrate

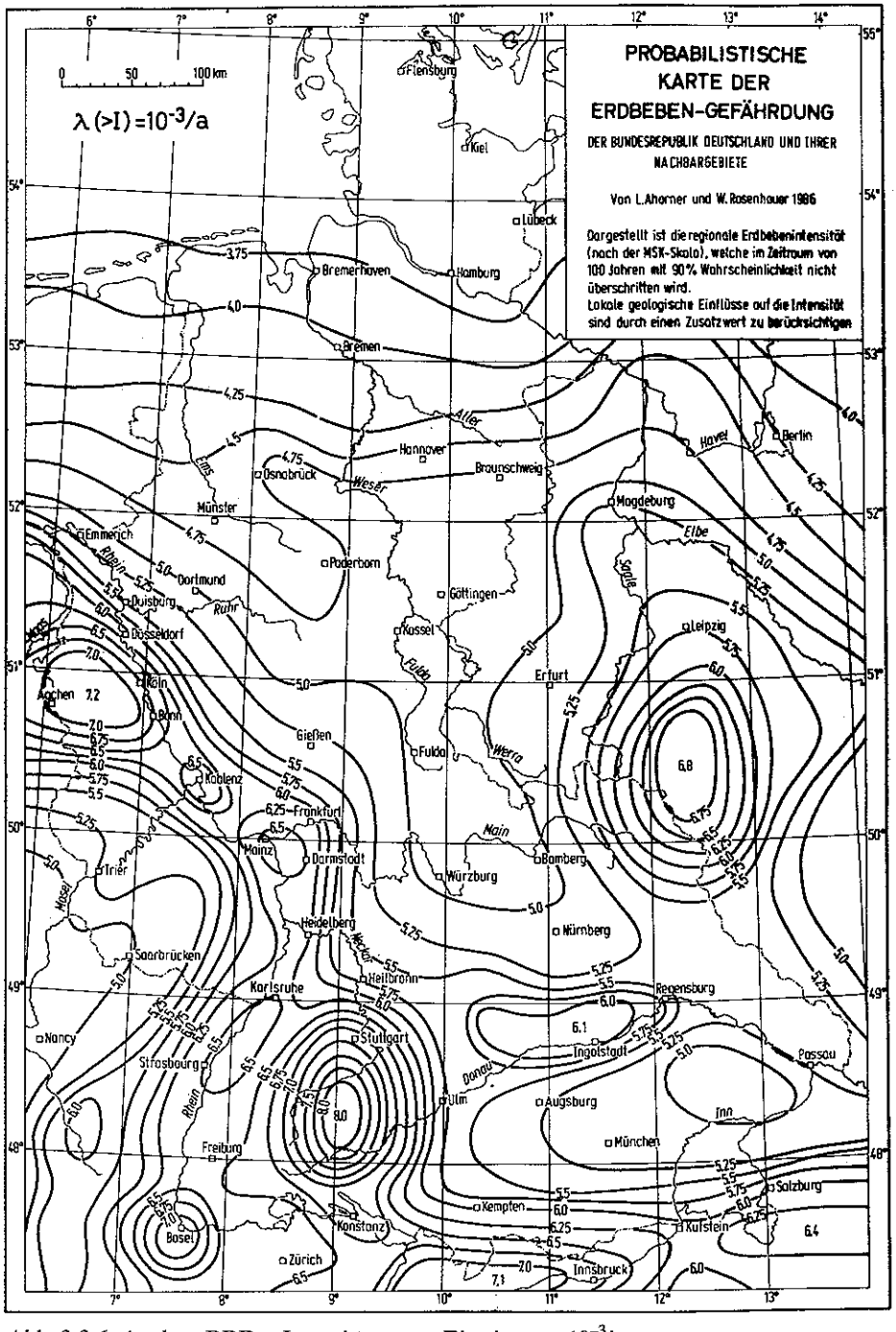


Abb. 3.3.6: Analyse BRD – Intensitäten zur Eintrittsrate 10^{-3}/a.
Analysis FRG – Intensities for Occurrence Frequency 10^{-3}/y.

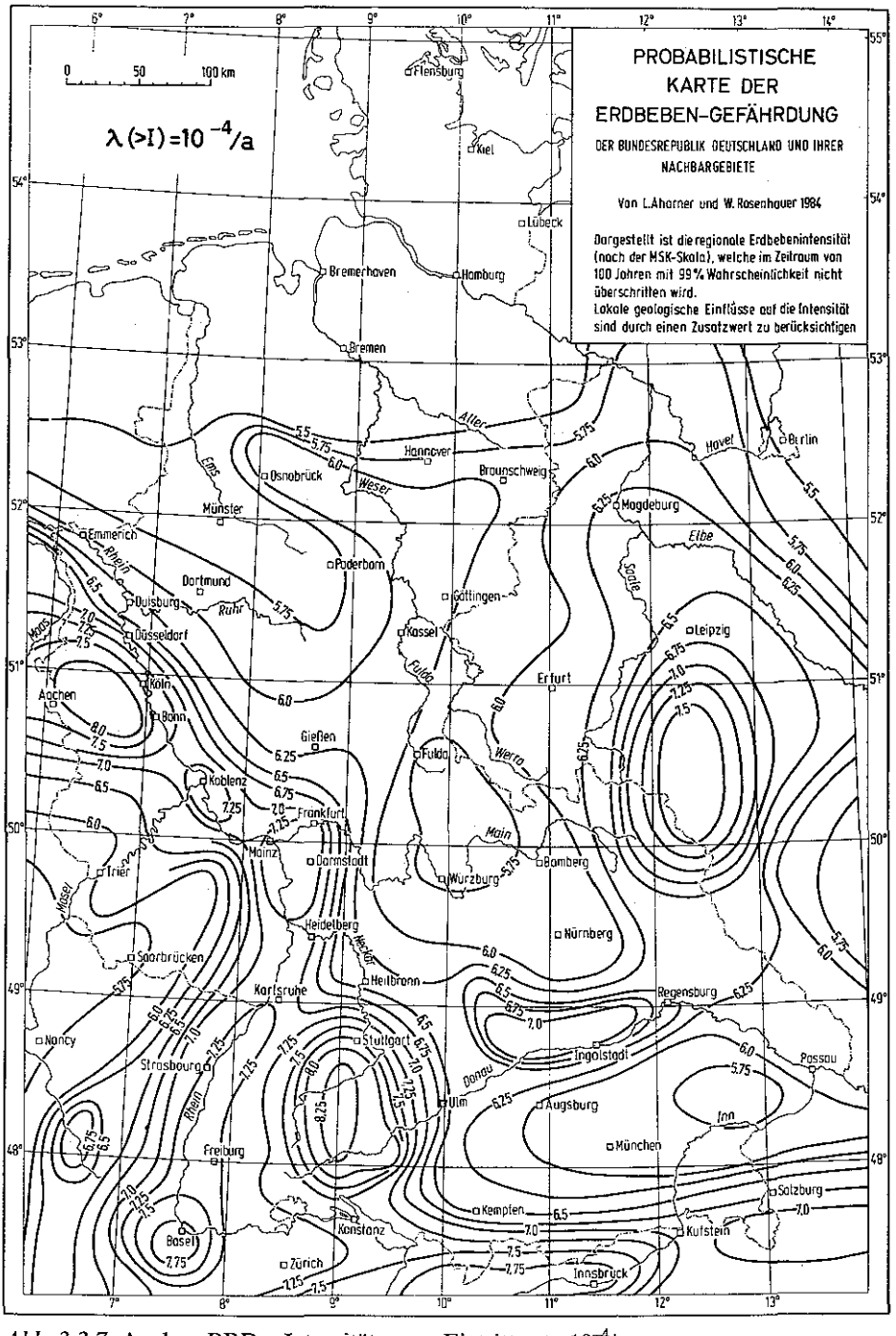


Abb. 3.3.7: Analyse BRD – Intensitäten zur Eintrittsrate 10^{-4}/a.
Analysis FRG – Intensities for Occurence Frequency 10^{-4}/y.

von $\lambda(>I) = 10^{-3}$/Jahr. Abbildung 3.3.7 zeigt für $\lambda(>I) = 10^{-4}$/Jahr die entsprechende Intensität, die im Zeitraum von 100 Jahren mit einer Wahrscheinlichkeit von 99 Prozent nicht überschritten wird.

PSSAEL wurde für 700 Rasterpunkte eingesetzt, die im Normalfall etwa 25 km und in Gebieten geringer Seismizität (wie z. B. in Norddeutschland) 50 km voneinander entfernt liegen. Für jeden dieser fiktiven Standorte wurden zunächst die Wahrscheinlichkeiten für die Intensitätsintervalle III bis IV, IV bis V, V bis VI, VI bis VII und größer als VII aussimuliert, wofür insgesamt ungefähr drei Milliarden Simulationsspiele durchgeführt wurden. Durch Aufsummieren ließ sich daraus für jeden Rasterpunkt die Eintrittsrate $\lambda(>I)$ bei den ganzen Intensitäten berechnen. Die kartenmäßige Darstellung beruht auf zur vorgegebenen Eintrittsrate 10^{-3}/Jahr (bzw. 10^{-4}/Jahr) hieraus durch rechnergestützte Interpolation gewonnenen Intensitätswerten.

Ähnliche probalistische Erdbebengefährdungskarten wurden in den letzten Jahren für viele Länder erarbeitet, in Mitteleuropa z. B. für die Schweiz (Sägesser und Mayer-Rosa 1978), die Tschechoslovakei (Karnik, Schenkova und Schenk 1981), und die DDR (Schenk, Grünthal und Schenkova 1983; Grünthal 1989). Die den Südteil der DDR erfassende Karte ist in Abbildung 3.3.8 wiedergegeben. Obgleich die Karten mit verschiedenen Seismizitätsmodellen und verschiedenen probalistischen Rechenverfahren (mit PSSAEL, Rosenhauer 1984 beziehungsweise mit dem Programm von McGuire 1976) ermittelt wurden, stimmen die Ergebnisse in den Randgebieten zur Bundesrepublik in befriedigender Weise mit den PSSAEL-Ergebnissen überein, was auch wieder die bereits erwähnte Stabilität der probalistischen Ergebnisse demonstriert.

Gegenüber den herkömmlichen Erdbebenzonenkarten, die sich nur auf die in historischer Zeit maximal beobachteten Erdbebenstärken stützen, weisen die probabilistischen Karten wesentliche Verbesserungen auf. Erdbebenzonen können mit ihnen nach dem tatsächlichen Gefährdungspotential festgelegt werden, das nicht nur durch die Erdbebenstärke, sondern (was früher oft nicht berücksichtigt wurde) gleichermaßen durch die Häufigkeit bestimmt wird, mit der bestimmte Intensitäten auftreten. Die probabilistischen Ergebnisse sind als realistische Prognose für die unmittelbare Zukunft zu verstehen.

Vermieden wird eine „fixistische" Betrachtung der Seismizität, nach der künftige Erdbeben an genau der gleichen Stelle mit ähnlicher Stärke wie in früheren Jahrhunderten erwartet werden. Aus der heutigen seismotektonischen Sicht ist aber in einem Gebiet geringer seismischer Aktivität wie in Mitteleuropa eher anzunehmen, daß Erdbebenherde, die vor einigen Jahrzehnten oder Jahrhunderten starke Erdbeben hervorgebracht haben, weitgehend entspannt sind und nun eine längere Periode der Spannungsakkumulation und damit der seismischen Ruhe mitmachen. Die probabilistische Methode berücksichtigt das mögliche Wandern von Erdbebenherden innerhalb einer seismotektonischen Gebietseinheit durch die Gleichverteilung der statistisch ermittelten Seismizität in den Herdzonen.

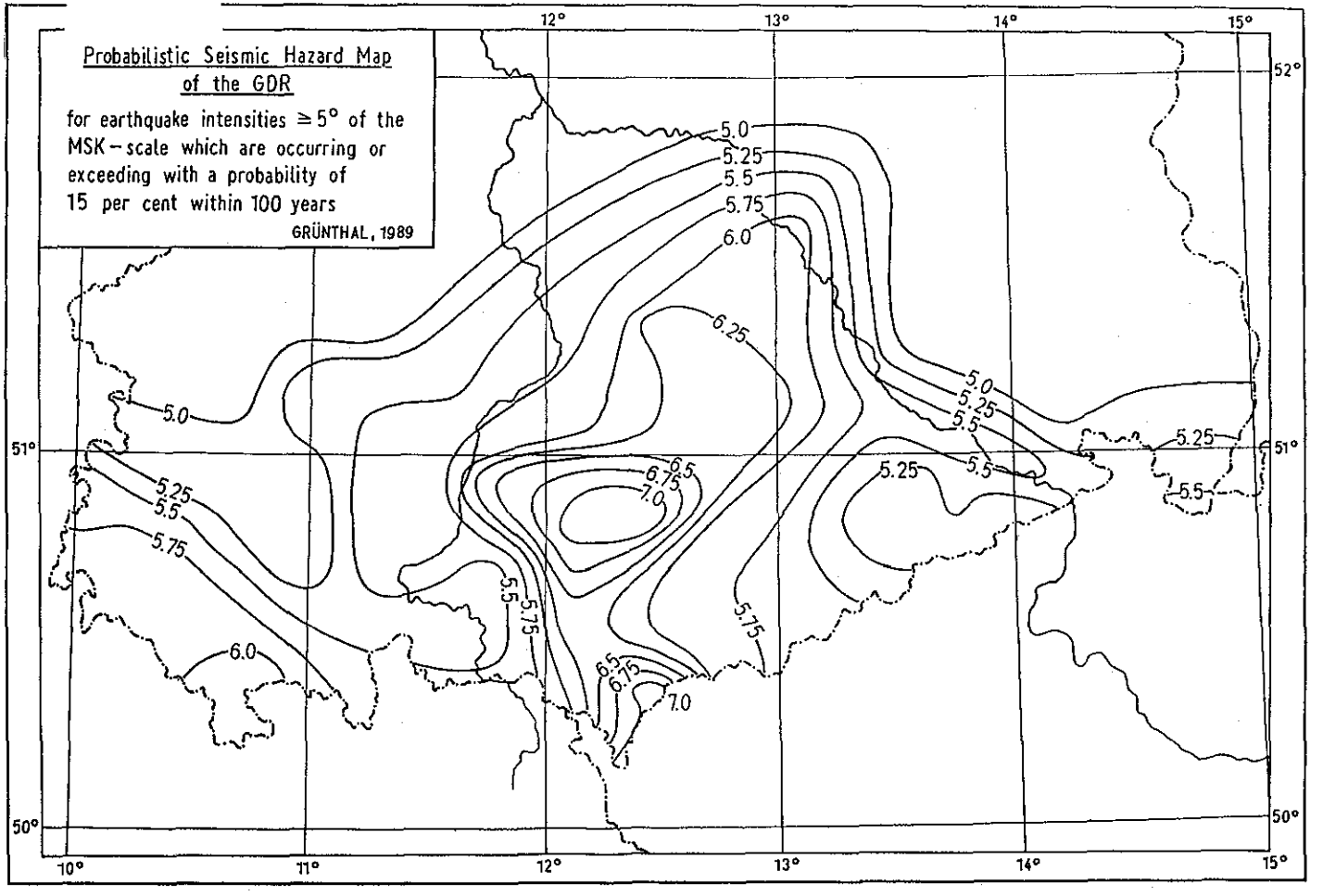


Abb. 3.3.8: Probabilistische Erdbebengefährdungskarte der DDR.
Probabilistic Seismic Hazard Map of the GRD.

3.3.5 Wissensdefizite und Schlußfolgerungen

Vorsorge mit dem Ziel der Verhütung von Erdbebenkatastrophen beziehungsweise Planung ihrer Bewältigung setzt eine detaillierte Kenntnis der regionalen und zeitlichen Verteilung des Erdbebenrisikos voraus. Erst dann können durch Erdbeben hervorgerufene schädliche Auswirkungen in ökonomisch sinnvoller Weise z. B. durch städteplanerische und allgemeine bautechnische Maßnahmen oder bei Objekten mit erhöhtem Sekundärrisiko durch spezielle Vorkehrungen begrenzt werden.

Die dargestellten Methoden zur Quantifizierung des an einem bestimmten Ort oder in einer bestimmten Region vorhandenen Erdbebenrisikos sind von großer Bedeutung, weil sie die für spezielle Objekte benötigte Information ebenso liefern wie die Grundlagen für die seismologische Regionalisierung eines Landes und dessen Aufteilung in Erdbebenzonen. Sie sind weltweit einsetzbar (Abb. 3.3.4), nicht nur in Gebieten mit häufig auftretenden starken Erdbeben, sondern auch, wie das Beispiel Mitteleuropa zeigt, in Gebieten mit mäßiger Seismizität, in denen die Bevölkerung einem solchen ungewohnten Ereignis ganz unvorbereitet gegenübersteht.

Wesentliche Wissensdefizite bei der probalistischen Analyse des lokalen und regionalen Erdbebenrisikos, die im Rahmen des IDNDR erforscht werden sollten, lassen sich wie folgt stichwortartig anführen:

- Die Zuordnung zwischen Magnitude (Herdenergie), Herdtiefe und makroseismischer Intensität im Epizentrum muß für die verschiedenen Herdgebiete genauer untersucht werden, ebenso die Einflußfaktoren auf die Abnahme der Intensität mit wachsendem Abstand vom Epizentrum (Absorption, Frequenzverhalten, Dauer der seismischen Bodenbewegung).
- Sehr wesentlich ist auch die Klärung der Frage, inwieweit säkulare Veränderungen der Seismizität in bestimmten Herdgebieten auftreten, welche eine Abweichung der Ereignisfolge vom Poisson-Modell hervorrufen. Hierzu gehören auch statistische und deterministische Studien zum Vorliegen von räumlichen und zeitlichen Lücken im Seismizitätsablauf.
- Durch Mikroerdbeben-Untersuchungen und geologisch-tektonische Untersuchungen (z. B. Kartierung von aktiven Verwerfungen und paläoseismischen Sedimentstrukturen) sollte versucht werden, eine Mikro-Regionalisierung der Erdbebenherdgebiete vorzunehmen, um so eine Verfeinerung des für die Analysen verwendeten Seismizitätsmodells zu erreichen.
- Wesentlich ist schließlich auch die Untersuchung der Einflüsse des geologischen Standortuntergrundes auf die seismischen Schwingungsvorgänge an der Erdoberfläche und damit auch die makroseismische Intensität.
- Es sollten auch die nicht auf einen Standort, sondern auf ein Gebiet bezogenen Eintrittsraten der Epizentralintensität (siehe Abschnitt 3.3.2) probabilistisch für kleine Wahrscheinlichkeiten als Ergänzung zu statistischen Auswertungen ermittelt werden.

3.3.6 Literatur

Ahorner, L., Budny, M. (1986): Lokale Standortbesonderheiten, in: Realistische Seismische Lastannahmen für Bauwerke, Kap. 10. Abschlußbericht an das Institut für Bautechnik Berlin. König und Heunisch, Beratende Ingenieure, Frankfurt/Erdbebenstation Bensberg der Universität Köln/Institut für Geophysik der Universität Stuttgart.

Ahorner, L., Rosenhauer, W. (1986): Regionale Erdbebengefährdung, in: Realistische Seismische Lastannahmen für Bauwerke, Kap. 9. Abschlußbericht an das Institut für Bautechnik Berlin. König und Heinisch, Beratende Ingenieure, Frankfurt/Erdbebenstation Bensberg der Universität Köln/Institut für Geophysik der Universität Stuttgart.

Grünthal, G. (1984): Seismische Gefährdung, in: Hurtig, E., Stiller, H. (Hrsg.), Erdbeben und Erdbebengefährdung, Kap. 8. Berlin: Akademie-Verlag.

Grünthal, G. (1989): Probalistic Seismic Hazard Map of GDR.

Hosser, D., Klein, H. et al. (1983): Realistische seismische Lastannahmen für bauliche Anlagen mit erhöhtem Sekundarrisiko. Abschlußbericht im Auftrag des Instituts für Bautechnik Berlin. König und Heunisch, Beratende Ingenieure, Frankfurt.

Karnik, V., Schenkova, Z., Schenk, V. (1981): Seismic hazard estimates for low seismicity region – example of Bohemia, PAGEOPH *119*, 1077–1092.

McGuire, R. (1976): Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis. U. S. Geological Survey, Open-File Report *76–67*, 90p.

Rosenhauer, W. (1984): Seismizitätsanalyse und probalistische Erdbebengefährdungskarten für ein die Bundesrepublik umfassendes Gebiet. Abschlußbericht im Auftrag der KWU, Interatom – Bericht 68.08753.5.

Rosenhauer, W., Ahorner, L. (1991): Spezielle Untersuchungen zur Magnituden-Häufigkeits-Relation für die seismische Risikoanalyse, in: Knoll, P., Werner, D. (Hrsg.) Erdbebeningenieurwesen. Zentralinstitut für Physik der Erde, Potsdam.

Sägesser, R., Mayer-Rosa, D. (1978): Erdbebengefährdung in der Schweiz. Schweizerische Bauzeitung *96*, 107–123.

Schenk, V., Grünthal, G., Schenkova, Z. (1983): Seismic Hazard Assessment of the GDR. Engineering Geology.

3.4 Interaktionsvorgänge

Heinz Antes, Walter Rodatz

In vielen Gebieten Europas, Amerikas und Asiens führen Erdbeben immer wieder zu Schäden katastrophalen Ausmaßes. Dabei ist es neben dem Einsturz von Gebäuden häufig die Zerstörung oder auch nur Beschädigung von lebenswichtigen Infrastruktur-Systemen (z. B. von unterirdischen Wasser- oder Gasleitungen), der Bruch eines Staudamms oder gar einer unterirdischen Erdölleitung, die das besondere Ausmaß einer Erdbebenkatastrophe bewirken.

Bei der Untersuchung zahlreicher Erdbeben, so auch insbesondere beim Mexiko-City-Beben 1985, hat sich immer wieder gezeigt, daß Effekte infolge der dynamischen Interaktion, insbesondere Resonanzeffekte, die Ursache der hohen Schadensintensität waren. Es ist deshalb von größter Bedeutung, alle mit Erdbeben zusammenhängenden Interaktionsvorgänge zu erforschen und neue Erkenntnisse möglichst umgehend in anwendbare Richtlinien einzubringen.

Wie bereits angedeutet, sind Bauwerke verschiedenster Art in unterschiedlichster Umgebung erdbebengefährdet. Für einen Überblick ist es deshalb sinnvoll, Problembereiche zu definieren, bei denen sich prinzipiell gleichartige Interaktionsvorgänge abspielen. Eine übliche Einteilung dieser Art ist mit folgenden Begriffen möglich:

a) Boden-Bauwerk-Interaktion
b) Bauwerk-Flüssigkeit-Boden-Interaktion

Der umfassendere Begriff (b) enthält dabei zugleich so verschiedene Probleme wie „Staudamm-Becken“ und „Flüssigkeitsgefüllter Tank“. Außerdem ist festzustellen, daß hinsichtlich der Annahmen über das dynamische Verhalten zwei Vorgehensweisen zu unterscheiden sind:

- lineare Modellierung (sowohl der Materialeigenschaften und der Verformungen, wie auch der Interaktion),
- nicht-lineare Untersuchungen (nichtlineare Bodenmodelle, einseitiger Kontakt usw.).

Das Ziel jeder Untersuchung von Interaktionsvorgängen, das Verhalten des Gesamtsystems „Bauwerk-Umgebung" während eines Erdbebens vorherzusagen, ist nur im Zusammenspiel von experimentellen Methoden (insbesondere zur Ermittlung geeigneter konstitutiver Modelle und Materialparameter für den Boden) und hinreichend genauen und potenten numerischen Verfahren zu erreichen.

3.4.1 Stand der Forschung

In diesem Bericht über den Stand der Forschung – theoretisch/analytisch/numerisch (H. Antes) wie praktisch/experimentell (W. Rodatz) – wird versucht, durch die Gliederung in „Verfahren" und „Problembereiche" den Überblick zu erleichtern.

3.4.1.1 Berechnungsverfahren

Einen Überblick über einen Teil der relevanten Forschungsarbeiten analytisch-numerischer Art erhält man zum Beispiel durch die Monographien von Wolf (1985, 1988), in denen er seine zahlreichen Einzelveröffentlichungen zusammenfaßt. Außerdem haben zu diesem Thema bereits Spezialtagungen, so 1984 in Minneapolis (Beskos, Krauthammer, Vardoulakis) und 1987 in Princeton (Cakmak), stattgefunden, bei denen weit intensiver als auf den großen Erdbeben-Tagungen (Proc. 8th Conf. Earthqu. Engng. 1986; Proc. 9th WCEE 1988) über dieses Thema berichtet und diskutiert wurde. In der folgenden Schilderung der zur Zeit bekannten und eingesetzten Methoden werden jeweils einige Veröffentlichungshinweise gegeben, um den Zugriff auf genauere relevante Darlegungen zu ermöglichen.

1. Die *quasistatische* Methode, bei der das Bauwerk als so flexibel angenommen wird, daß es sich genauso verformt wie der es tragende oder umgebende Boden. Aus den größten Amplituden und Längen der wellenähnlichen Verformungen können dann leicht die maximalen Dehnungen und Spannungen bestimmt werden.

Dieses Verfahren wurde zum Beispiel von Kuesel (1969), Aisiks und Tarshansky (1969), Aoki und Hayashi (1973), Hamada (1984) und Monsees und Merritt (1988) verwandt, um lange Tunnelbauwerke erdbebensicher zu entwerfen. Dabei wurde als einfaches mechanisches Modell ein elastisch gebetteter Balken eingeführt.

2. Die *dynamische* Methode, bei der konzentrierte Massen, Federn und Dämpfer verwendet werden, um die Interaktion zwischen Boden und Bauwerken zu simulieren.

Sie wurde zum Beispiel bei unterirdischen Bauwerken und diskreten Strukturmodellen von Yuan und Walker (1970), Hindy und Novak (1979), Krauthammer et al.

(1986) und Weidlinger und Hinman (1988) sowie bei Kontinuumsmodellen von Muleski et al. (1979), Pagay und Loceff (1979) und Manolis und Beskos (1982) angewendet.

3. Die *analytisch-dynamische* Methode, die jedoch auf einfache Strukturen beschränkt ist, so zum Beispiel auf kreisförmige Querschnitte (Tunnel), die in unendliche oder halb-unendliche Gebiete eingebettet sind.

Anwendungsbeispiele sind in den Arbeiten von Garnet und Crouzet-Pascal (1966), Lee und Trifunac (1979), Datta et al. (1982, 1985) und Wong et al. (1986) zu finden.

4. Die *numerischen Gebiets*-Methoden, die „Finite-Element-Methode (FEM)" und die „Finite-Differenzen (FDM)" im Frequenz- und im Zeitbereich, die sowohl vom Bauwerk wie vom Boden ein zwei- oder dreidimensionales diskretes Modell, zum Beispiel durch Einteilung in Elemente, erstellen, mit dem auch Inhomogenitäten erfaßt und, bei Berechnungen im Zeitbereich, auch Nicht-Linearitäten untersucht werden können.

Aus der Vielzahl diesbezüglicher Arbeiten seien nur einige, bei unterirdischen Bauwerken mit der FEM arbeitende Autoren erwähnt: Farhoom und Wilson (1970); Okamoto und Tamura (1973); Goto et al. (1973); Hwang und Lysmer (1981); Gomez-Masso et al. (1983); Lee und Wesley (1984) und Bayo und Wilson (1984).

5. Die *numerische Rand*-Methode, die „Rand-Element-Methode (BEM)", im Frequenz- und Zeitbereich, die nur eine Diskretisierung des Randes der homogenen Teilgebiete erfordert, also zum Beispiel des Bauwerks oder des Bodens, und es ohne Probleme ermöglicht, unendlich oder halb-unendlich ausgedehnte Gebiete zu erfassen. Im Zeitbereich ist, wie bei den Gebietsmethoden, auch die Erfassung von Nichtlinearitäten möglich.

Mit dem Verfahren wird seit rund zehn Jahren auf dem Gebiet der Interaktionsprobleme gearbeitet. Bekannt sind unter anderem Arbeiten von Kobayashi und Nishimura (1982), Manolis und Beskos (1983), Vardoulakis et al. (1987), Antes et al. (1988) sowie Hirose und Kitahara (1989).

6. Die *numerische hybride Gebiets/Rand*-Methode, die die FEM für die Modellierung des Bauwerks beziehungsweise des Bauwerks und einen Teil des umgebenden Bodens und die BEM für den Boden oder den restlichen Boden einsetzt.

Diese Kombination wurde zum Beispiel von Huh und Schmid (1986) im Frequenzbereich, und von Spyrakos und Beskos (1986) sowie von Estorff und Kausel (1989) im Zeitbereich, und kürzlich von Estorff, Stamos, Beskos und Antes (1991) in einem Vergleich Zeitbereich/Frequenzbereich erfolgreich angewandt.

7. Die *probabilistische/stochastische* Methode, bei der die Wahrscheinlichkeit des Versagens eines Bauwerks, ohne oder mit Zuhilfenahme von numerischen Verformungs- und Spannungsberechnungen, untersucht wird.

Dieses Verfahren ist, da auch deterministisches Vorgehen keine hundertprozentige Sicherheit garantieren kann, sicher am sinnvollsten, wird jedoch bisher noch kaum angewandt (Gudehus 1988).

3.4.1.2 Experimentelle Verfahren

Bei den experimentellen Verfahren gibt es die Möglichkeit, am Objekt selbst oder an einem maßstäblich verkleinerten Modell Versuche auszuführen. Meßgrößen sind in beiden Fällen Schwingbeschleunigungen, -geschwindigkeiten und -verschiebungen. Die Auswertung dieser Messungen kann im Zeit- und Frequenzbereich vorgenommen werden. Aus den Meßgrößen lassen sich dynamische Bodenkennwerte sowie Eigenfrequenzen, Steifigkeit usw. der Konstruktion ermitteln. Bei den Verfahren werden Meßgrößen im umgebenden Boden mit den entsprechenden Werten in der Konstruktion verglichen. Durch solche Vergleiche können Effekte der Bauwerk-Boden-Interaktion ermittelt werden.

Durch Auswertung der Messungen läßt sich auch über die dynamischen Bodeneigenschaften der Ausbreitungsbereich der Schwingungen ermitteln, das heißt, es kann dadurch die Stärke der Schwingungen in Abhängigkeit von der Entfernung vom Erreger vorausbestimmt werden.

3.4.1.3 Problembereich Boden-Bauwerk-Interaktion

Analytisch-numerische Untersuchungen

Da Gebäude naturgemäß am häufigsten gefährdet sind und außerdem die Erfassung dieser Probleme am einfachsten erscheint, ist dieser Bereich hinsichtlich der Auswirkungen der dynamischen Interaktion am genauesten erforscht. Allerdings ist dabei meist als Repräsentant des Gebäudes nur das Verhalten des Fundaments untersucht worden. Einen hervorragenden Überblick über die Forschungsarbeiten, die sich mit dem dynamischen Kontakt zwischen Fundament und Boden befassen, ist 1988 von Spyrakos gegeben worden. Es sind die verschiedensten Typen von Fundamenten, nämlich

- starres und flexibles Fundament,
- masseloses und massebehaftetes Fundament,
- Streifenfundament (zwei-dimensional) und Kreis- und Rechteckfundament sowie
- auf der Oberfläche und eingebettet

im Frequenzbereich, aber auch direkt im Zeitbereich untersucht worden, wobei sowohl feste „Verklebung" wie auch einseitiger Kontakt (Abheben) mit und ohne Reibung angenommen wurde. Auch hinsichtlich der Art der dynamischen Anregung ist die gesamte Breite der Typen einlaufender Wellen (Rayleigh, P-, SV- und SH-Wellen) in den Untersuchungen behandelt worden. Eine kleine Auswahl der hierzu bekannten Arbeiten (Spyrakos zitiert 106 Artikel) ist

im Frequenzbereich:

- starres Streifen-Fundament auf elastischem Halbraum (Olen 1971),
- starre 3-D-Oberflächen-Fundamente (Wong und Luco 1978; Avanessian, Dong und Muki 1989),
- eingebettete starre 2-D- bzw. 3-D-Fundamente (Abascal und Dominguez 1985, 1978) und
- massives eingebettetes Fundament (Seed und Idriss 1973),

im Zeitbereich:

- 2-D-starre Oberflächen- und eingebettete Fundamente (Antes und von Estorff 1989),
- 3-D-starre Oberflächen-Fundamente (Karabalis und Beskos 1988),
- 3-D-flexible Rechteck-Fundamente (Karabalis und Beskos 1985) und
- 2-D-massive flexible Oberflächen-Fundamente in einseitigem Kontakt ohne und mit Reibung (Patel und Spyrakos 1991; Antes und Steinfeld 1988, 1990).

Als weitere, relativ häufige Gründung von Gebäuden, aber auch von fest verankerten „Offshore"-Plattformen ist die durch Pfähle zu nennen. Es ist jedoch festzustellen, daß das dynamische Verhalten solcher Pfähle oder Pfahlgruppen unter der Belastung durch seismische Wellen nicht besonders intensiv untersucht worden ist. Bekannt sind hierzu die Arbeiten von Aubry und Chapel (1982) sowie Chapel und Crepel (1985), die Pfähle in homogenem sowie geschichtetem Boden analysieren. Jedoch wurden offensichtlich (Di Carlo 1989) in der Erdölindustrie entsprechende Computerprogramme entwickelt.

Der Zusammenbruch von Brücken (z. B. in San Francisco 1989) während eines Erdbebens verursacht (neben den zu beklagenden Todesopfern) häufig lang andauernde Störungen des Verkehrs und damit des öffentlichen Lebens. Obwohl der große Einfluß der dynamischen Interaktion zwischen Baugrund und Brückenbauwerken aus einigen analytischen und experimentellen Untersuchungen bekannt ist (Chen und Penzien 1975; Crouse, Hushmand und Martin 1987; Somaini 1984 u. a.), sind außer der vor kurzem erschienenen Veröffentlichung von Spyrakos (1990) keine Arbeiten zur numerischen Behandlung dieses Problems bekannt.

Als weitere Strukturen, bei denen die Boden-Bauwerks-Interaktionen eine wichtige Rolle spielen, sind unterirdische Bauten, insbesondere

- Tunnelbauwerke (z. B. Garnet und Crouzet-Pascal 1966) und
- Pipelines (z. B. Hindy und Noval 1979)

zu nennen. Weitere auf diesem Gebiet wichtige Arbeiten wurden bereits bei der Darlegung der verschiedenen Berechnungsverfahren (siehe Abschnitt 3.4.1.1) erwähnt. Insgesamt ist festzustellen, daß bei den analytischen und numerischen Untersuchungen auf dem Gebiet der Boden-Bauwerks-Interaktion vor allem lineare Modelle, das heißt lineares Werkstoffverhalten und kleine Verformungen, behandelt wurden.

Als Bodenmodelle wurden meist konstante oder frequenzabhängige Federn und Dämpfer, elastischer homogener Halbraum, elastischer geschichteter Halbraum oder viscoelastischer Halbraum verwendet, jedoch sind in neuerer Zeit durch die hybriden Verfahren im Zeitbereich die notwendigen Grundlagen entwickelt worden, auch inhomogene Böden mit zeitabhängigen Materialgesetzen zu untersuchen. Auch hinsichtlich der realitätsnahen Erfassung der Bauwerke, zum Beispiel einer Tunnelschale, ist die hybride Methode (FEM für das Bauwerk und Teilgebiete des Bodens und BEM für das halbunendliche Bodengebiet) sicher notwendig, wenn alle wesentlichen Parameter erfaßt werden sollen (von Estorff, Stamos, Antes und Beskos 1991).

Experimentelle Untersuchungen

Grundlage aller experimentellen Verfahren ist die Messung von Schwingbeschleunigungen, -geschwindigkeiten und -verschiebungen. Die Ergebnisse können im Zeit- und Frequenzbereich dargestellt werden. Solche Messungen werden seit vielen Jahren von Seismologen ausgeführt, um Erdbeben zu erfassen und einzustufen. Meßpunkte werden dabei vornehmlich am Boden installiert, so daß Interaktionsvorgänge nicht erfaßt werden.

Messungen in der Natur von der Art, daß in einem Gebäude mehrere Meßpunkte installiert und ausgewertet werden, liegen nicht vor. Derartige Messungen würden einen hohen Instrumentenaufwand bedeuten, der über einen unbestimmten Zeitraum vorgehalten werden müßte. Im Modellmaßstab liegen einige wenige Arbeiten vor. Bei Arbeiten im Modellmaßstab liegt ein Hauptproblem in der Maßstabswahl: Die Eigenfrequenzen von Gebäuden spielen bei den Interaktionsvorgängen eine große Rolle. Bei maßstäblichen Verkleinerungen verändert sich die Eigenfrequenz und Systemsteifigkeit stark, so daß die Erregerfrequenzen zu verändern sind.

Ein weiteres Problem stellen die „Ränder" eines Modellversuchsstandes dar, da die Bodenwellen dort reflektiert werden und so die Ergebnisse beeinflussen. Daher werden die Versuche, die der Arbeitskreis 9 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau zur Zeit in Nürnberg und Bremen an Modellfundamenten durchführt, in nahezu homogenem natürlich gewachsenen Boden (Sand und Ton) ausgeführt. Man kann hier von einem homogenen Halbraum ausgehen. Die Ergebnisse dieser Messungen werden veröffentlicht.

Für die dynamische Beanspruchung von Fundamenten und Pfählen sind einige Ansätze entwickelt worden (Holzlöhner 1986; Waas 1986), wobei bei der Berechnung der Interaktionsvorgänge auf die bereits oben angegebenen Methoden, im wesentlichen Finite-Elemente-Methoden, zurückgegriffen wird. Experimentelle Untersuchungen wurden immer nur im Einzelfall, abgestimmt auf die Art der Anregung und den anstehenden Boden, ausgeführt. Über experimentelle Untersuchungen an Röhren berichtet Nielson (1972). Dabei wurden Versuche im Modellmaßstab und in der Natur ausgewertet. Woods (1984) führte Versuche an Pfählen durch. Er untersuchte verschiedene Pfahllängen und -durchmesser in unterschiedlichen Böden und verglich die Ergebnisse mit den berechneten. Elgamal et al. (1990) berichtet über Verformungsmessungen am La Villita-Damm in Mexiko während sechs Erdbeben. Gemessen wurden dabei die Verschiebungen am Dammkörper. Die Verschiebungen wurden mit einem Block auf einer schiefen Ebene modelliert.

Bei den experimentellen Untersuchungen ist eine Art Optimierungsprozeß durchzuführen, wobei die Meßergebnisse ständig ausgewertet werden und bei neu erkannten Problemen sofort das Untersuchungsprogramm modifiziert wird. Vergleichsrechnungen sind unbedingt erforderlich.

3.4.1.4 Problembereich Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktionen

Analytisch-numerische Untersuchungen

Im Bereich des Erdbebeningenieurwesens sind Auswirkungen der Boden-Bauwerks-Fluid-Interaktion vor allem für flüssigkeitsgefüllte Tankbauwerke und Staudämme von Bedeutung. Flüssigkeitsbehälter gehören aufgrund des oftmals giftigen und hochexplosiven Inhaltes zu den Bauwerken, bei denen die Trag- und Funktionsfähigkeit auch unter extremen Bedingungen noch gewährleistet sein muß. Mangelnde Sicherheit gegen Einsturz, Überschwappen und Undichtigkeit hätte katastrophale Folgen für Mensch und Umwelt. Da in erdbebengefährdeten Gebieten für den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit von Konstruktionen die korrekte Erfassung dynamischer Lasten ausschlaggebend ist, ist dort die Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Fluid-Interaktion von besonderer Bedeutung. Die verschiedenen bekannten analytisch-numerischen Modelle unterscheiden sich neben der Art der Berücksichtigung der

- dynamischen Interaktion zwischen Behälter und Flüssigkeit und
- dynamischen Interaktion zwischen Behälter und Boden

im wesentlichen durch die Erfassung oder Nicht-Erfassung möglicher linearer und nichtlinearer Effekte:

- Kompressibilität der Flüssigkeit,
- Elastizität des Behälters,

- Elastizität des Bodens,
- Materialdämpfung des Bodens,
- geometrische Nichtlinearität des Behälters (große Verformungen, Beulen),
- physikalische Nichtlinearität des Behälters (inelastisches Werkstoffverhalten),
- Abheben und Gleiten des Behälters,
- Aufreißen der Behälterwand,
- Überschwappen der Flüssigkeit,
- Zähigkeit der Flüssigkeit (Navier-Stokes) oder
- Plastizierung des Bodens.

Eine Berücksichtigung aller dieser Einflüsse ist momentan trotz der immer größer werdenden Rechnerkapazitäten nicht möglich. Eine Aufgabe der weiteren Forschungen wird darin bestehen, die wesentlichen Einflüsse zu ermitteln und in einem Modell zu vereinen.

Die einfachsten Modelle gehen von einem starren Behälter und einer Entkopplung des hydrodynamischen Drucks in einen impulsiven und einen konvektiven Anteil aus. Die Bodenbewegung wird als bekannt vorausgesetzt. Unter diesen Bedingungen erhält man für den Flüssigkeitsbehälter ein einfaches Feder-Masse-Modell (Methode 3), welches sich mit analytischen Methoden lösen läßt (Parkus 1980; Housner 1957, 1963). In weiteren analytischen Arbeiten (Veletsos 1974; Luft 1984) werden auch die elastischen Verformungen des Behälters berücksichtigt. In den Arbeiten von Fischer, Rammerstorfer, Nahler und Seeber (1986–1990) wurden mit Hilfe der Antwortspektrenmethode Verfahren entwickelt, die sowohl die Interaktion des Bodens als auch ein mögliches Abheben des Tankbodens berücksichtigen.

Alternativ zu den analytischen Verfahren werden auch in der Boden-Bauwerks-Fluid-Interaktion verstärkt numerische Verfahren eingesetzt. Mit der Methode der finiten Elemente ist es möglich, den Behälter als Schalentragwerk sowohl linear als auch physikalisch und geometrisch nichtlinear zu beschreiben. Die Flüssigkeit kann am einfachsten mit dem „added-mass"-Verfahren berücksichtigt werden. Diese Methode wurde von Housner (1957) entwickelt und von Epstein (1976) und Fischer (1979) erweitert. Kompressibilität und Zähigkeit der Flüssigkeit finden hierdurch keinen Eingang in den Algorithmus.

Eine wirklichkeitsnähere Beschreibung läßt sich erreichen, wenn auch das Fluid mit einem numerischen Verfahren erfaßt wird. Eibl und Stempniewski (1988) haben hierzu bereits verschiedene Studien unter Berücksichtigung der Flüssigkeitskompressibilität durchgeführt. Beschreibt man das Fluid mit Hilfe der Randelementmethode (Otte 1985; Haroun 1980), dann wird der Diskretisierungsaufwand geringer, und die für eine Erdbebenerregung typischen einlaufenden Wellen lassen sich leichter berücksichtigen. Zwar sind auch mit dieser Methode Entwicklungen von realeren Flüssigkeitsmodellen (zähe Flüssigkeiten) möglich, jedoch noch nicht so weit fortgeschritten.

Ein guter Überblick über die verschiedenen numerischen und analytischen Verfahren zur Berechnung der Interaktionsvorgänge bei Flüssigkeitsbehältern findet sich in der Arbeit von Eibl (1988) und der Einleitung der Dissertation von Seeber (1988).

Ein weiteres wichtiges Objekt des Erdbebeningenieurwesens ist die Analyse der Standfestigkeit von Dammbauwerken, da das Versagen eines solchen Systems sowohl viele Menschenleben gefährdet als auch soziale und wirtschaftliche Folgeschäden katastrophalen Ausmaßes verursacht. Die durch die Bodenbewegungen verursachten Druckwellen können im ungünstigen Fall vom Wasserreservoir verstärkt auf das Dammbauwerk weitergegeben werden und so zu einem Kollaps des Systems führen. Hierbei sind sowohl die Damm-Fluid-, Damm-Boden- als auch die Boden-Fluid-Interaktion von nicht zu vernachlässigender Bedeutung.

Fast alle Veröffentlichungen zu diesem Thema beschreiben Arbeiten, die auf linearen Modellen beruhen. So hat Chopra gemeinsam mit Hall, Fenves und Fok ein Finite-Element-Modell erstellt, an dem der Einfluß der Wasserkompressibilität, der Wellenreflektion des Bodens und der Dammgeometrie studiert wurde (Hall und Chopra 1982; Fenves und Chopra 1985; Fok und Chopra 1986). Ähnliche Untersuchungen mit der FEM und dem Newmark-Zeitintegrationsverfahren führten O'Connor und Boot (1988) durch.

Zahlreiche Arbeiten der letzten Jahre zur Erdbebenbeanspruchung von Staumauern sind mit Hilfe der Randelementmethode erstellt worden. Zu erwähnen sind hier die Arbeiten von Dominguez und Medina (1989, 1990), Jablonski und Humar (1990) und Wepf, Wolf und Bachmann (1988).

Vergleicht man die Effektivität des Einsatzes von analytischen und numerischen Verfahren, so stellt man fest, daß die analytischen Methoden dort ihre Stärken haben, wo ein qualitativer Einfluß eines (nichtlinearen) Parameters an einem einfachen Modell studiert werden soll. Sobald auch quantitative Aussagen bei komplexeren Strukturen erforderlich sind, ist der Einsatz von numerischen Verfahren unumgänglich.

Experimentelle Untersuchungen

Experimentelle Untersuchungen zur Boden-Bauwerk-Flüssigkeits-Interaktion sind nicht bekannt.

3.4.2 Zusammenfassung

Analytisch-numerische Untersuchungen

Sowohl bei der Boden-Bauwerks-Interaktion als auch bei dem umfassenderen Problem der Boden-Bauwerk-Flüssigkeits-Interaktion ergibt sich, daß bisher fast ausschließlich lineare Problemformulierungen (lineares Materialverhalten, kleine Verformungen verwendet und ähnliches) und meist einzelne Aspekte getrennt untersucht wurden. So kann sicher das Verhalten von Fundamenten der verschiedensten Art bei einlaufenden Wellen jeden Typs als hinreichend erforscht bezeichnet werden, solange Haften zwischen Fundament und Boden, und dieser als elastisch oder viscoelastisch (im Frequenzraum, komplexer E-Modul), angenommen wird.

Jedoch existieren kaum Untersuchungen vollständiger dreidimensionaler Strukturen (Gebäude, Brücken, Tunnel usw.) in realitätsnaher dynamischer Interaktion (d. h. auch einseitiger Kontakt mit Reibung) mit realitätsnahen Bodenmodellen (z. B. zeitabhängig, viscoelastisch, inhomogen). Entsprechend ist bei der Boden-Bauwerk-Flüssigkeits-Interaktion festzustellen, daß auch hier nichtlineare Effekte nur selten Eingang in das Berechnungsmodell gefunden haben.

Für verschiedene Teilprobleme sind sowohl bei den Flüssigkeitsbehältern als auch bei den Dammbauwerken aufschlußreiche Studien durchgeführt worden. Es gibt jedoch kaum Arbeiten, die den Einfluß der Boden-Bauwerks-Interaktion auf das Verhalten eines nichtlinearen Modells (Schwappen der Flüssigkeit, Plastizierung des Bauwerks und Bodens) untersuchen. Hier ist in der Zukunft sicher noch viel Arbeit zu leisten.

Experimentelle Untersuchungen

Experimentelle Untersuchungen zur Boden-Bauwerks-Interaktion liegen erst vereinzelt vor. Das Interaktionsverhalten ist nur unzureichend bekannt. Die durchgeführten Untersuchungen beschränken sich dabei auf homogene Bodenverhältnisse. Die Probleme, die experimentellen Untersuchungen gegenüberstehen, sind der hohe Aufwand bei Messungen im Maßstab 1:1, die korrekte Maßstabswahl und die Randbedingungen bei Modellversuchen.

Rechenansätze sind durch ein umfangreiches Meßprogramm zu ergänzen und zu optimieren, so daß zukünftig die Sicherheit von Bauten in Erdbebengebieten insgesamt erhöht werden kann.

3.4.3 Wissensdefizite und Forschungsbedarf

Die folgende stichpunktartige Zusammenstellung soll Hinweise geben, welche Aspekte in naher oder fernerer Zukunft besonders untersucht werden sollten, ist jedoch sicher nicht vollständig.

Analytisch-numerische Untersuchungen

- Erfassung der Materialdämpfung des Bodens im Zeitbereich
- Dynamische Wechselwirkung mehrerer über den Boden gekoppelter Strukturen
- Boden als Mehrphasen-System (wassergesättigtes oder drainiertes poröses Medium – BEM Formulierung im Zeitbereich)
- Erfassung von Nicht-Linearitäten im Kontaktbereich (Gleiten mit Reibung, Abheben usw.)
- Detaillierte Parameterstudien – Vergleiche mit Experimenten
- Entwicklung von „benchmarks“

Experimentelle Untersuchungen

- Erfassung der Bodeneigendämpfung, Wellenausbreitung im Boden und deren Wechselwirkung mit Bauwerken aller Art
- Untersuchungen im Frequenzbereich im Hinblick auf die kritische Eigenfrequenz von Bauwerken
- Boden als geschichteter Halbraum
- Vergleich mit Rechenmodellen zur Optimierung

Insgesamt ist festzustellen, daß

- analytisch-numerische Untersuchungen in möglichst enger Zusammenarbeit und Abstimmung mit Experimenten und Messungen an realen Strukturen durchgeführt werden sollten und
- alle vorhandenen wie zukünftigen Forschungsergebnisse möglichst rasch in praktikable Richtlinien gefaßt werden sollten.

3.4.4 Literatur

Abascal, R., Dominguez, J. (1985): Dynamic response of embedded strip foundations subjected to obliquely incident waves. pp. 6/63–69 in: Proc. BEM VII, Como, Springer.

Aisiks, E. G., Tarshansky, I. W. (1969): Soil studies for seismic design of San Francisco transbay tube. In: Vibr. Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, 138–166. STP 450. Philadelphia: ASTM.

Antes, H., von Estorff, O. (1988): Seismic response amplification due to topographic influences. pp. III-411 to 419 in: Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto.

Antes, H., von Estorff, O. (1989): Dynamic response analysis of rigid foundations and of elastic structures by boundary element procedures. Soil Dynamics and Earthqu. Engng. *8*, 68–74.

Antes, H., Steinfeld, B. (1988): Unilateral contact in dynamic soil-structure interaction by a time domain boundary element method. pp. 45–58 in: Brebbia, C. A. (Ed.), Boundary Elements X, Vol. 4: Geomechanics, Wave Propagation and Vibrations. Berlin: Springer.

Antes, H., Steinfeld, B. (1990): The influence of friction on unilateral dynamic soil-structure interaction. pp. 3–18 in: Cheng, A. H. D., Brebbia, C. A., Grilli, S. (Eds.), Computational Engineering with Boundary Elements, Vol. 2: Solid and Computational Problems. Southampton: Comp. Mech. Publ.

Aoki, Y., Hayashi, S. (1973): Spectra for earthquake resistive design of underground long structures. In: Proc. 5th World Conf. on Earthqu. Engineering, Rome, Paper 61.

Aubry, D., Chapel, F. (1982): 3-D dynamic analysis of a group of piles submitted to an obliquely incident field. p. 803–809 in: Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton (Ed.: Eisenstein, Z.) Balkema, Rotterdam.

Avanessian, V., Dong, S. B., Muki, R. (1989): Interaction of an axisymetric body with obliquely incident seismic waves by global local finite elements. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *18*, 185–197.

Bayo, E., Wilson, E. L. (1984): Solution of the three-dimensional soil-structure interaction problem in the time domain. pp. 961–968 in: Proc. 8th World Conf. on Earthqu. Engng., San Francisco, Englewood Cliffs, Prentice Hall.

Beskos, D. E., Krauthammer, T., Vardoulakis, I. G. (1987): Dynamic soil-structure interaction, Proc. Int. Symp. Minneapolis, Balkema, Rotterdam 1984.

Cakmak, A. S. (1987): Soil-structure interaction, Developments in Geotechn. Engineering *43*, Amsterdam: Elsevier.

Chapel, F., Crepel, J. M. (1985): 3-D analysis of a group of piles in a multilayered soil submitted to a seismic field – Comparison with experiments. pp. 867–873 in: Kawamoto, T., Ichikawa, Y., Numerial Methods in Geomechanics, Rotterdam, Balkema.

Chen, M. C., Penzien, J. (1975): Nonlinear soil-structure interaction of skew highway bridges. Report No. EERC 75-4, Earthqu. Engng. Res. Center, Berkeley, CA.

Crouse, C. B., Hushmand, B., Martin, G. R. (1987): Dynamic soil-structure interaction of a single span bridge. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *15*, 711–729.

Datta, S. K., Shah, A. H. (1982): Dynamic response of buried pipelines and tunnels. pp. 181–197 in: Datta, S. K. (Eds.), Earthquake Ground Motion and its Effcts on Structures, New York: ASME.

Datta, S. K., O'Leary, P. M., Shah, A. H. (1985): Dynamic response of buried pipelines to incident longitudinal and shear waves. J. Appl. Mech. *53*, 919–926.

DiCarlo, A. (1989): The geotechnical design of pile-supported offshore platforms subjected to seismic loading. pp. 2279–2283 in: Swoboda, G. (Ed.), Numerical Methods in Geomechanics. Rotterdam: Balkema.

Dominguez, J. (1978): Dynamic Stiffness of Rectangular Foundations. Publ. No. R78-20, Dept. of Civil Engn., M. I. T..

Dominguez, J., Medina, F. (1989): Boundary elements for the analysis of dams including dam-water-foundation interaction effects. Eng. Anal. with Boundary Elements *Vol. 6*, 158–163.

Dominguez, J., Medina, F., Maeso, O. (1990): Seismic analysis of dams including soil-structure-fluid interaction. Proc. 1. Europ. Conf. on Struct. Dyn. Bochum.

Dominguez, J., Medina, F., Tassoulas, J. L. (1990): On the response of dams to earthquakes including the effects of sediments. J. of eng. mech. ASCE.

Eibl, J., Sempniewski, L.: Über die Beanspruchung von Flüssigkeitsbehältern durch Erdbeben. 4. Jahrestagung der DGEB, Dämpfung, Duktilität, Nichtlineares Bauwerksverhalten.

Eibl, J., Sempniewski, L. (1988): Seismic Response of Cylindrical Fluid Tank Systems. Proc. of the Greek-German Sem. on Struct. Dyn. and Earthq. Eng. Athens.

Elgamal, A.W., Scott, R.F., Succarieh, M.F., Yan, L. (1990): La Villita dam response during five earthquakes including permanent deformation. Jour. Geotechnical Eng., ASCE, Vol. *116*, No. 10, 1443–1462.

Epstein, H.I. (1976): Seismic design of liquid-storage tanks. ASCE Vol. *102* ST9, 1659–1673.

von Estorff, O., Kausel, E. (1989): Coupling of boundary and finite elements for soil-structure interaction problems. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *18*, 1065.

von Estorff, O., Stamos, A.A., Antes, H., Beskos, D.E. (1991): Dynamic interaction effects in underground traffic systems. Engineering analysis with boundary elements. Vol. *8*, 167–175.

Farhoom, I., Wilson, E. (1970): A Non-linear Finite Element Code for Analyzing the Blast Response of Underground Structures. Report No. DACA 36-67-0020, Structural Engng. Lab., Berkeley.

Fenves, G., Chopra, A.K. (1985): Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction of frequency response functions for concrete gravity dams. Earthq. Eng. Struct. Dyn. Vol. *13*, 13–31.

Fischer, F.D. (1979): Dynamic fluid effects in liquid-filled flexible cylindrical tanks. Earthq. Eng. and struct. Dyn. Vol. *7*, 587–601.

Fischer, F.D., Seeber, R. (1988): Dynamic analysis of vertically excited liquid storage tanks considering liquid-soil interaction. Earthq. Eng. and Struc. Dyn. Vol. *16*, 329–344.

Fok, K.L., Chopra, A.K. (1986): Earthquake analysis of arch dams including dam-water-interaction reservoir boundary absorption and foundation flexibility. Earthq. Eng. Struct. Dyn. Vol. *14*, 155–184.

Garnet, H., Crouzet-Pascal, J. (1966): Transient response of a circular cylinder of arbitrary thickness in an elastic medium to a plane dilatational wave, J. Appl. Mech. *33*, 521–531.

Gomez-Masso, A., Lysmer, J., Chen, J.C., Seed, H.B. (1983): Soil-structure interaction with Rayleigh waves. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *11*, 567–583.

Goto, Y., Ota, J., Sato, T. (1973): On the earthquake response of submerged tunnels. paper No 63 in: Proc. 5th World Conf. on Earthquake Engng., Rome.

Gudehus, G. (1988): Numerical method versus statistical safety in geomechanics. pp. 85–94 in: Swoboda, G. (Ed.), 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 1, Innsbruck, Balkema.

Hall, J.F., Chopra, A.K. (1982): Two-dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankmant dams including hydrodynamic effects. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *10*, 305–332.

Hamada, M., (1984): Earthquake observation on two submerged tunnels and numerical analysis. In: Proc. 8th World Conf. on Earthqu. Engineering San Francisco, 673–680, Prentice-Hall.

Haroun, M.A. (1980): Dynamic analysis of liquid storage tanks EERL 80-04, Pasadena: California Institute of Technology.

Hindy, A., Novak, M. (1979): Earthquake response of underground pipelines. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *7*, 451–471.

Hirose, S., Kitahara, M. (1989): Elastic wave scattering by inhomogeneous and anisotropic bodies in a half space. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *18*, 285–297.

Holzlöhner, U. (1986): Schwingungen von Fundamenten. In: Haupt, W., Bodenmechanik, S. 141–188. Braunschweig/Wiesbaden: Vieweg & Sohn.

Housner, G. W. (1957): Dynamic pressures on accelerated fluid containers. Bull. Seism. Soc. America Vol. *47* No. 1, 15–35.

Housner, G. W. (1963): The dynamic behaviour of water tanks. Bull. Seim. Soc. America Vol. *53* No. 1, 381–387.

Huh, Y., Schmid, G. (1986): Dynamic response of multistorey buildings on layered soil due to earthquake. pp. 697–706 in: Du, Q. (Ed.), Boundary elements. Oxford: Pergamon Press.

Hwang, R. N., Lysmer, J. (1981): Response of buried structures to travelling waves, J. Geotech. Engng. Div. of ASCE *107*, 183–200.

Jablonski, A. M., Humar, J. L. (1990): Three-dimensional boundary element reservoir model for seismic analysis of arch and gravity dams. Earthq. eng. and struct. dyn. Vol. *19*, 359–376.

Karabalis, D. L., Beskos, D. E. (1985): Dynamic response of 3-D flexible foundations by time domain BEM and FEM. Int. J. Soil Dyn. Earthqu. Engng. *4*, 91–101.

Karabalis, D. L., Beskos, D. E. (1988): Three-dimensional soil-structure interaction by boundary element method. Chapt. 1 in: Brebbia, C. A. (Ed.), Topics in Boundary Element Research, Vol. 4: Applications in Geomechanics, Berlin: Springer.

Kobayashi, S., Nishimura, N. (1982): Transient stress analysis of tunnels and caverns of arbitrary shape due to travelling waves, pp. 177–210 in: Shaw, R. P. (Eds.), Developments in boundary element methods-2, Banerjee, P. K., London: Applied Science.

Krauthammer, T., Bazeos, N., Holmquist, T. J. (1986): Modified SDOF analysis of RC box-type structures. J. Engng. Mech. of ASCE *112*, 726–744.

Kuesel, T. R. (1969): Earthquake design criteria for subways. J. Struct. Div. of ASCE *95*, 1213–1231.

Lee, V. W., Trifunac, M. D. (1979): Response of tunnels to incident SH waves. J. Engng. Mech. Div. of ASCE *105*, 643–659.

Lee, T. H., Wesley, D. A. (1984): A three-dimensional nonlinear soil-structure interaction analysis considering the elasto-plastic soil behavior. pp. 953–960 in: Proc. 8th World Conf. on Earthqu. Engng., San Francisco, Englewood Cliffs, Prentice Hall.

Lorenz, H., Klein, G. (1980): Bodendynamik und Erdbeben, in: Smoltczyk, U. (Hrsg.), Grundbau Taschenbuch Bd. I, 3. Auflage, Berlin/München/Düsseldorf: Wilhelm Ernst & Sohn. S. 437–432.

Luft, R. W. (1984): Vertical accelerations in prestressed concrete tanks, Journ. Struct. Eng. ASCE Vol. *110*, 706–713.

Manolis, G. D., Beskos, D. E. (1982): Dynamic response of framed underground structures. Comp. Struct. *15*, 521–531.

Manolis, G. D., Beskos, D. E. (1983): Dynamic response of lined tunnels by an isoparametric boundary element method. Comp. Meth. Appl. Mech. Engng. *36*, 291–307.

Monsees, J. E., Merritt, J. L. (1988): Seismic modelling and design of underground structures. In: Swoboda, G., Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck. 1833–1842, Rotterdam: Balkema.

Muleski, G. E., Ariman, T., Aumen, C. P. (1979): A shell model of a buried pipe in a seismic environment. J. Pressure Vessel Tech. of ASME *101*, 44–50.

Nahler, F., Fischer, F. D., Rammerstorfer, F. G. (1986): Erdbebensichere Bemessung zylindrischer Behälter. ÖIAZ Jahrgang *131*, Heft 9, 367–372.

Nielson, F. D. (1972): Experimental studies in soil-structure interaction. Highway Ressarel Record, No. 413, Soil-Structure Interaction, 30–44.

O'Connor, J. P. F., Boot, J. C. (1988): A solution procedure for the earthquake analysis of arch dam-reservoir systems with compressible water. Earthq. Eng. and struct. dyn. Vol. *16*, 757–773.

Okamoto, S., Tamura, C. (1973): Behaviour of subaqueos tunnels during earthquakes. Earthquake Engng. Struct. Dyn. *1*, 253–266.

Olen, M. A. (1971): Steady motion of a rigid strip bonded to an elastic half-space. J. Appl. Mech., Trans. ASME *38*, 328–334.

Otte, H. (1985): Untersuchung dynamischer Einwirkungen auf Flüssigkeitsbehälter mit der Boundary Integral Element Methode. Düsseldorf: VDI.

Pagay, S. N., Loceff, F. (1979): Seismic design of long underground structures, in: Jaeger, T. A., Boley, B. A., Trans. 5th Int. Conf. Stuct. Mech. Reactor Techn., North-Holland, Amsterdam.

Parkus, H. (1980): Überschwappwahrscheinlichkeit für einen Flüssigkeitsbehälter unter Erdbebeneinwirkung. Ing. Archiv *49*, 179–185.

Patel, P. N., Spyrakos, C. C. (1991): Uplifting-sliding response of flexible structures to seismic loads. Engng. Analysis with Boundary Elements. Vol. *8*, 185–191.

Prakash, S. (1981): Soil Dynamics. McGraw-Hill Book Company, New York.

Proc. 8th Europ. Conf. on Earthquake Engineering, Lissabon 1986, Lab. Nac. Engenharia Civil (Ed.): Soil-Structure Interaction, Topic 5.5 in Vol. 2.

Proc. 9th World Conf. on Earthqu. Engng., Tokyo-Kyoto 1988, Organizing Comm. (Ed.): Soil-Structure Interaction and Foundations. Topic 5, Vol. III.

Rammerstorfer, F. G., Scharf, K., Fischer, F. D. (1990): Dynamic fluid-structure interaction and stability in storage tank design. Proc. 1. Europ. Conf. on Struct. Dyn. Bochum.

Richard, F. E., Hall, J. R., Woods, R. D. (1970): Vibrations of soil and foundations. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New York.

Seeber, R. (1988): Das dynamische Verhalten fernerregter flüssigkeitsgefüllter Tankbauwerke auf elastischen Untergrund (Dissertation) Leoben.

Seed, H. B., Idriss, I. M. (1973): Soil-structure interaction of massive embedded structures during earthquakes. pp. 1881–1920 in: Proc. 5th World Conf. Earthqu. Engng., Rome, Italy.

Somaini, D. R. (1984): Parametric study on soil-structure interaction of bridges with shallow foundations. Proc. 8th World Conf. on Earthqu. Engng. *3*, 785–792.

Spyrakos, C. C., Beskos, D. E. (1986): Dynamic response of flexible strip foundations by boundary and finite elements. Soil Dyn. Earthqu. Engng. *5*, 84–96.

Spyrakos, C. C. (1988): Dynamic behavior of foundations in bilateral and unilateral contact. The Shock and Vibration Digest *20*, 3–12.

Spyrakos, C. C. (1990): Assessment of SSI on the longitudinal seismic response of short span bridges. Engng. Structures *12*, 60–69.

Studer, J., Ziegler, A. (1986): Bodendynamik. Berlin/Heidelberg/New York/Tokio: Springer.

Vardoulakis, I. G., Beskos, D. E., Leung, K. L., Dasgupta, B., Sterling, R. L. (1987): Computation of vibration levels in underground space. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. *24*, 291–298.

Veletsos, A. S. (1974): Seismic effects in flexible liquid storage tanks. Proc. 5th World Conf. Earthqu. Eng. Rome. Vol. *1*, 630–639.

Waas, G. (1986): Pfahlgründungen unter dynamischer Belastung, in: Haupt, W.: Bodendynamik, S. 189–224. Braunschweig/Wiesbaden: Vieweg & Sohn.

Weidlinger, P., Hinman, E. (1988): Analysis of underground protective structures. J. Struct. Engng. of ASCE *114*, 1658–1673.

Wepf, D. H., Wolf, J. P., Bachmann, H. (1988): Hydrodynamic stiffness matrix based on boundary elements for time-domain dam-reservoir-soil analysis. Earthq. eng. and struct. dyn. Vol. *16*, 417–432.

Wolf, J. P. (1985): Dynamic Soil-Structure Interaction. Prentice-Hall.

Wolf, J. P. (1988): Soil-structure-interaction analysis in time domain. Prentice-Hall.

Wong, H. L., Luco, J. E. (1978): Dynamic response of rectangular foundations to obliquely incident seismic waves. Earthqu. Engng. Struct. Dyn. *6*, 3–16.

Wong, K. C., Datta, S. K., Shah, A. H. (1986): Three-dimensional motion of buried pipeline I: Analysis. J. Engng. Mech. of ASCE *112*, 1319–1337.

Wong, K. C., Datta, S. K., Shah, A. H. (1986): Three-dimensional motion of buried pipeline II: Numerical results. J. Engng. Mech. of ASCE *112*, 1338–1345.

Woods, R. D. (1984): Lateral Interaction Between Soil And Pile, Intern. Symp. on Dynamic Soil-Structure Interaction, Minneapolis, 47–54.

Yuan, H. R., Walker, R. E. (1970): The investigation of a simple soil-structure interaction model. Dynamic waves in civil engineering, (Eds.: D. A. Howells, I. P. Haigh, C. Taylor), 247–266, New York: J. Wiley.

3.5 Massivbauwerke

Josef Eibl, Einar Keintzel

3.5.1. Einleitung

Im folgenden soll ein Überblick des Verhaltens bei Erdbeben und der Sicherung gegen Erdbeben von Massivbauwerken, das heißt von Beton- und Mauerwerksbauwerken, gegeben werden.

In Normen für Bauten in Erdbebengebieten wird die Erdbebeneinwirkung als außergewöhnliche Einwirkung eingestuft, für die eine erhöhte Ausnutzung der Baustoffe, unter Einbeziehung des nichtlinearen, plastischen Bereichs, zulässig ist. Daraus ergibt sich als zunächstliegender Vorteil einer hohen plastischen Verformbarkeit von Bauteilen und Bauwerken, daß sie unter hoher Erdbebenbeanspruchung große Verformungen aufnehmen können, ohne daß der Versagenszustand eintritt. Hinzu kommt, unter Ausnutzung dieses Vorteils, der energetische Aspekt: die durch Erdbeben verursachte Bodenerschütterung führt einem Bauwerk laufend Energie zu, die es in Form von Schwingungsenergie speichert und stetig über Dämpfung und andere Vorgänge dissipiert. Hat sich zu einem bestimmten Zeitpunkt im Bauwerk mehr mechanische Energie angesammelt, als es in seinen Teilen oder als Ganzes aufzunehmen vermag, kommt es zu örtlichen Zerstörungen oder zum Einsturz. Grundaufgabe der Erdbebensicherung ist es daher, durch Entwurf, Konstruktion und Bemessung die zugeführte mechanische Energie so zu lenken, zu verteilen und ihre Umwandlung in andere Energieformen zu ermöglichen, daß Zerstörungen vermieden werden. Da die Energiedissipation durch Dämpfung jedoch verhältnismäßig gering ist, reicht sie bei Starkbeben vielfach nicht aus, um die zugeführte Energie schnell genug abzubauen. Es ist daher wichtig, als weitere Form der Umwandlung von Schwingungsenergie in andere Energieformen die Energiedissipation durch zyklische plastische Verformungen zu aktivieren, die dann den Hauptanteil zur Energiedissipation beiträgt. So ist für die Widerstandsfähigkeit von Bauteilen und Bauwerken gegenüber hohen Erdbebenlasten ihr Verhalten bei zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich von ausschlaggebender Bedeutung. Zur Charakterisierung dieses Verhaltens wird vielfach der Begriff Zähigkeit oder Duktilität ver-

wendet. Dabei versteht man nach CEB (1985) unter Zähigkeit die „Fähigkeit eines Bauwerks oder Bauteils zu hoher Energiedissipation durch nichtlineares Verhalten unter zyklischer Verformung mit großer Amplitude ohne wesentlichen Abfall der Beanspruchbarkeit". In engerem Sinn wird die Zähigkeit eines Bauwerks, Bauteils oder Querschnitts üblicherweise durch Zähigkeitsfaktoren beschrieben, die als Verhältnis zwischen dem Wert einer Weggröße (Verschiebung, Verdrehung, Verkrümmung) im Bruchzustand und dem linear-elastischen Anteil dieses Wertes bzw. ihrem Wert zu Beginn der Plastifizierung definiert sind (Park und Paulay 1975; Müller und Keintzel 1984).

In den folgenden Abschnitten werden die oben für den allgemeinen Fall skizzierten Zusammenhänge zwischen Erdbebenverhalten und Erdbebensicherung und dem Verformungsverhalten im nichtlinearen Bereich auf die spezifischen Gegebenheiten des Massivbaus angewendet. Dabei sind zunächst drei Abschnitte dem Verhalten von Baustoffen, Bauteilen und Bauwerken unter hoher Erdbebenbeanspruchung oder unter zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich gewidmet. Es folgen zwei Abschnitte zur Erdbebensicherung durch Entwurf, Berechnung und Konstruktion unter Berücksichtigung des vorher erläuterten Erdbebenverhaltens. Abschließend werden nach einer Zusammenfassung der dargestellten Erkenntnisse Wissensdefizite aufgezeigt.

Da im Rahmen dieser Arbeit eine Erfassung des überaus reichen Schrifttums zum Erdbebenverhalten und der Erdbebensicherung von Massivbauwerken nicht möglich ist, beschränken sich die Schrifttumshinweise größtenteils auf zusammenfassende Darstellungen ganzer Problemkreise. Diesen können dann weitere Schrifttumshinweise zu Einzelfragen entnommen werden.

3.5.2 Baustoffverhalten

Das Baustoffverhalten unter dynamischen Einwirkungen mit hoher Lastintensität wird im wesentlichen durch die Einflüsse von Dehngeschwindigkeit, nichtlinearen Verformungen und Lastspielzahl bestimmt. Dabei ist für das Verhalten unter Erdbebeneinwirkung in der Regel das nichtlineare Verhalten unter zyklischer Beanspruchung von ausschlaggebender Bedeutung. Der Einfluß der Dehngeschwindigkeit kann letzterem gegenüber vernachlässigt werden. Der Einfluß der Lastspielzahl – und damit der Einfluß der Dauer der Starkbebenphase – hängt von der Größe der Verformungen und der Konstruktionsart ab. Während gut konstruierte Stahlbetonbauteile eine große Anzahl von Lastspielen im nichtlinearen Bereich ohne wesentlichen Abfall der Beanspruchbarkeit aufnehmen können, ist dies bei Mauerwerk im allgemeinen nicht der Fall. Einen Überblick des Verhaltens unter zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich findet man für Beton in Aoyama und Noguchi (1979); Müller, Keintzel und Charlier (1983); für Bewehrungsstahl in Kato (1979); Müller, Keintzel und Charlier (1983), für den Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton in Tassios (1979); Müller, Keintzel und Charlier (1983) und für Mauerwerk in Tomazevic (1990).

Untersuchungen des Verhaltens von Betonprobekörpern unter zyklischer Beanspruchung beschränken sich wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons in der Regel auf den Druckschwellbereich. Sie zeigen, daß die möglichen Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton unter zyklischer Beanspruchung eine von der Belastungsgeschichte unabhängige Einhüllende besitzen und daß diese Einhüllende mit guter Annäherung der Spannungs-Dehnungs-Linie unter zügiger Belastung entspricht.

Ein Hauptproblem für die Erzielung einer hohen Zähigkeit von Stahlbetonbauteilen liegt in der verhältnismäßig niedrigen Bruchstauchung des Betons. Um sie zu erhöhen, werden in den kritischen Bereichen von Stahlbetonbauteilen Querbewehrungen vorgesehen, die eine Umschnürungswirkung erzeugen. Dadurch kommt es sowohl zu einer Verschiebung des Scheitelpunktes der Spannungs-Dehnungs-Linie zu größeren Dehnungen (Stauchungen) hin als auch zu einer flacheren Neigung ihres abfallenden Astes. Beide Wirkungen führen zu höheren Zähigkeitsfaktoren und einer intensiveren Energiedissipation. Ein Überblick verschiedener Ansätze zur Gleichung der Spannungs-Dehnungs-Linie umschnürten Betons findet sich in Sheikh (1982). Formulierungen, in denen auch die Konstruktionsdetails der Umschnürbewehrung berücksichtigt werden, sind in Sheikh und Uzumeri (1982) sowie bei Tassios und Chronopoulos (1988) angegeben. Die Formulierung in Tassios und Chronopoulos (1988), die auch in CEB-FIP (1991) Eingang gefunden hat, liegt den Zähigkeitsnachweisen in Eurocode 8 (1988) zugrunde.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie von Bewehrungsstählen bei Wechselbeanspruchung im nichtlinearen Bereich wird weitgehend durch den Bauschinger-Effekt beeinflußt. Dieser bewirkt, daß nach Umkehrung der Belastungsrichtung eine Erniedrigung der Streckgrenze eintritt beziehungsweise eine ausgeprägte Streckgrenze verschwindet und die Spannungs-Dehnungs-Linie eine stetig gekrümmte Form annimmt. Demgegenüber kann die vielfach vorausgesetzte, ideal-elastoplastische Spannungs-Dehnungs-Linie nur als grobe Vereinfachung angesehen werden.

Erzeugt man durch Umschnürung ein duktiles Verhalten – das heißt eine große plastische Verformbarkeit – des Betons, so kann es vorkommen, daß nicht die Betonstauchung, sondern die Stahldehnung für das Versagen eines Stahlbetonquerschnitts maßgebend ist. Um für solche Fälle ein Stahlversagen auszuschließen, sollten für Stahlbetonbauten in Erdbebengebieten Stähle mit hoher Gleichmaßdehnung verwendet werden. In Eurocode 8 (1988) werden hierfür, je nach Zähigkeitsklasse, Werte zwischen sechs und zwölf Prozent vorgeschrieben.

Ein weiterer, äußerst wichtiger Zähigkeitsparameter des Bewehrungsstahls ist das Zugfestigkeits-Streckgrenzen-Verhältnis, das die Plastifizierungslänge l_p von Stahlbetonbauteilen, und damit die mögliche plastische Gelenkrotation bei gegebener plastischer Krümmung, weitgehend bestimmt: Je größer das genannte Verhältnis ist, um so größer wird l_p. In Eurocode 8 (1988) werden für dieses Verhältnis, wieder je nach Zähigkeitsklasse, Mindestwerte zwischen 1,20 und 1,30 gefordert. Sowohl in bezug auf die Gleichmaßdehnung als auch auf das Zugfestigkeits-Steckgrenzen-Verhältnis erweisen sich kaltverformte Stähle als ungünstig.

Neben den Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton und Bewehrung sind die mechanischen Eigenschaften des Verbundes zwischen diesen beiden

Komponenten des Baustoffs Stahlbeton von ausschlaggebender Bedeutung für dessen Verhalten unter hoher Erdbebenbeanspruchung. Da die hierbei zugelassenen Verformungen zu Verschiebungen zwischen Bewehrungsstahl und Beton führen können, die weit im nichtlinearen Bereich des Verbundspannungs-Verschiebungs-Diagramms liegen, ist die Fähigkeit zur Aufnahme solcher Verschiebungen unter zyklischer Beanspruchung eine weitere wichtige Voraussetzung für ein befriedigendes Erdbebenverhalten der Bauwerke. Einschlägige Untersuchungen – wie z. B. in Ciampi et al. (1982) und Eligehausen, Popov und Bertero (1983) – haben erforderliche Verankerungslängen für Bewehrungsstäbe unter Erdbebenbeanspruchung ergeben, die in die entsprechenden Vorschriften (CEB 1985; Eurocode 8, 1988) eingeführt worden sind.

Mauerwerk zeigt im Druckschwellbereich ein ähnliches Verhalten wie Beton. Untersuchungen, die das Verhalten von Mauerwerk in Wänden unter Erdbebenbeanspruchung wiedergeben sollen, werden an Probekörpern unter vertikaler Auflast und horizontaler Wechsellast geführt. Sie zeigen eine starke Abnahme der Steifigkeit mit zunehmender dissipierter Energie (Macchi 1982; Calvi und Cantu 1984). Nach Mann, König und Ötes (1988) besteht die Gefahr eines Sprödbruchs infolge schiefer Hauptspannungen insbesondere bei Mauerwerk mit niedriger Steinfestigkeit und hoher Mörtelfestigkeit. Werden Steinfestigkeit und Mörtelfestigkeit hingegen so abgestimmt, daß der Bruch durch die Mörtelfuge und nicht durch den Stein geht, läßt sich auch bei unbewehrtem Mauerwerk eine gewisse Duktilität erzielen. Dabei kann nach Tomazevic (1989) für Mauerwerk unter Duktilität die trotz schwerer Erdbebenschäden verbleibende Fähigkeit zur Abtragung von Vertikallasten verstanden werden.

3.5.3 Bauteilverhalten

Zusammenfassende Darstellungen des Verhaltens von Bauteilen aus Stahlbeton oder Mauerwerk unter hoher Erdbebenbeanspruchung oder unter zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich finden sich in Bertero (1973, 1979), Tassios (1983, 1984), Wakabayashi (1986), Paulay (1988), Park (1988), Eibl, Keintzel und Charlier (1988) und Tomazevic (1989, 1990). Wie die dort beschriebenen Untersuchungen gezeigt haben, läßt sich das Erdbebenverhalten von Stahlbetonbauteilen im wesentlichen auf drei Faktoren zurückführen:

- Baustoffverhalten (Beton, Bewehrung, Verbund);
- Bewehrungsführung (Aufnahme von Biegezug und -druck durch die Längsbewehrung, Umschnürungswirkung der Querbewehrung);
- Bauteilgeometrie (bei schlanken Bauteilen vorherrschende Biegebeanspruchung im Plastifizierungszustand, duktiles Verhalten; bei gedrungenen Bauteilen vorherrschende Schubbeanspruchung im Plastifizierungszustand, sprödes Verhalten).

Die unter hohen Erdbebenlasten auftretenden plastischen Verformungen stabförmiger Bauteile gehen von den am höchsten beanspruchten Querschnitten aus und sind im wesentlichen auf verhältnismäßig kurze Bereiche – in der Regel an den Stabenden – beschränkt. Sie werden rechnerisch vielfach als Drehungen gedachter Fließgelenke dargestellt, die man in diesen Plastifizierungsbereichen ansetzt. Einflüsse der Zähigkeitsparameter des Stahls auf mögliche Fließgelenkrotationen wurden schon in Abschnitt 3.5.2 behandelt. Daneben ist die vorherrschende Beanspruchungsart von Bedeutung.

Bauteile mit vorherrschender Biegebeanspruchung verhalten sich bei zyklischer Verformung im nichtlinearen Bereich am günstigsten: sie können verhältnismäßig große plastische Gelenkrotationen aufnehmen, die Hystereseschleifen sind stabil und ermöglichen eine intensive Energiedissipation. Da die Risse bei großen Verformungen vielfach über die gesamte Querschnittshöhe offen sind (vgl. Park und Paulay 1979; Eibl, Keintzel und Charlier 1988), wird der Biegedruck zeitweilig von der Bewehrung allein übernommen. Um ein Ausknicken der jeweiligen Druckbewehrung zu verhindern, ist eine enge Verbügelung erforderlich, zumal der E-Modul der Bewehrung durch den Bauschinger-Effekt stark abgemindert sein kann.

Bedeutend ungünstiger wird das Verhalten, wenn zur Biegebeanspruchung eine hohe Schubbeanspruchung hinzu kommt (Paulay und Bull 1979; Eibl, Keintzel und Charlier 1988). Bei über die ganze Querschnittshöhe offenen Rissen kann der Schub nur durch die Verzahnung der Rißufer und die Dübelwirkung der Längsbewehrung übertragen werden. Die Hystereseschleifen sind dann weniger füllig als bei vorherrschender Biegebeanspruchung und damit weniger effizient für die Energiedissipation, und die Beanspruchbarkeit nimmt von Zyklus zu Zyklus stark ab. Große plastische Drehwinkel lassen sich nur bei voller Schubdeckung durch die Bewehrung erzielen. Bei Bauteilen mit vorherrschender Schubbeanspruchung (z. B. bei den gedrungenen Verbindungsriegeln gegliederter Wandscheiben) wird vielfach eine Bewehrung mit sich kreuzenden Schrägstäben vorgesehen, um ein günstiges Erdbebenverhalten zu erzielen.

Kommt zur Biege- und Schubbeanspruchung stabförmiger Bauteile noch eine hohe Längsdruckkraft hinzu, wird infolge der Zusatzbeanspruchung der Druckzone das Bauteilverhalten wesentlich spröder. In solchen Fällen gewinnt die Erhöhung der Betonbruchstauchung durch Umschnürung große Bedeutung. Besonders gefährdet sind gedrungene Bauteile mit hoher Normalkraft- und Schubbeanspruchung, bei denen schlagartiges Schubversagen oder Schub-Druck-Versagen („explosiver Sprödbruch") eintreten kann.

Für Stahlbetonwandscheiben kommen neben Biege- und Schubversagen als weitere mögliche Versagensarten Abscheren im offenen Biegeriß und Abscheren in einer Horizontalfuge in Betracht (Paulay 1986; Eibl, Keintzel und Charlier 1988). Zur Sicherung einer hohen Energiedissipationsfähigkeit ist durch konstruktive Maßnahmen für den Versagensfall Biegezug-Versagen anzustreben.

Die nur geringe Duktilität von Mauerwerkswänden kann durch das Einfassen des Mauerwerks durch horizontale und vertikale Stahlbetonbauteile oder durch die Verwendung von bewehrtem Mauerwerk verbessert werden (Gallegos 1988; Tomazevic

und Lutman 1988; Tomazevic 1989, 1990). Dabei erhöht bei bewehrtem Mauerwerk die Bewehrung der Horizontalfugen vorrangig die Schubtragfähigkeit und schafft so die Voraussetzung für die Ausnutzung der Biegetragfähigkeit. Als weitere Voraussetzung für ein solches Tragverhalten sei eine nicht zu starke Schädigung des Verbundes zwischen Mörtel und Bewehrung unter hoher zyklischer Beanspruchung genannt.

3.5.4 Bauwerksverhalten

Das Erdbebenverhalten von Bauwerken wird sowohl durch das Verhalten der einzelnen Bauteile und ihrer Verbindungen als auch durch ihr Zusammenspiel, ihre Wechselwirkung bedingt. Führt dies Zusammenspiel zu einer Verteilung der Energiedissipation auf viele Bauteile, so ist die Plastifizierungsanforderung an das einzelne Bauteil verhältnismäßig gering. Bei Skelettbauten entspricht dem eine Verteilung der Fließgelenke über alle Geschosse. Werden – etwa durch Wände – in einer Reihe von Geschossen Plastifizierungen verhindert, muß dies gegebenenfalls durch extrem hohe plastische Verformungen in einem einzigen Geschoß (soft story) kompensiert werden, was leicht zum Versagen des Bauwerks führen kann. Weitere Ursachen für die Überbeanspruchung – und damit gegebenenfalls für das Versagen – einzelner Bauteile sind Torsionswirkungen, die insbesondere bei unsymmetrischen Bauwerken von Bedeutung sind, sowie verschiedene Unregelmäßigkeiten im System. So können sprunghafte Veränderungen in der Geometrie eines Bauwerks, der Massenverteilung, der Steifigkeit oder der Beanspruchbarkeit die Konzentration der Energiedissipation in einzelnen Bauteilen zur Folge haben, die den damit verbundenen Anforderungen nicht gewachsen sind.

Mittel zu Erzielung eines günstigen Bauwerksverhaltens – das heißt zur bewußten Lenkung der dissipativen Vorgänge in bestimmte Bahnen – ist eine sinnvolle Verteilung von Beanspruchbarkeit und Zähigkeit auf bestimmte Bauwerksbereiche. Gibt eine hohe Beanspruchbarkeit einem Bauteil die Fähigkeit, hohe Kraftgrößen aufzunehmen, so befähigt es eine hohe Zähigkeit, die Entstehung hoher Kraftgrößen zu verhindern. Aufgabe der Konstruktion ist es, ein optimales Zusammenspiel dieser beiden Funktionen zuwegezubringen. Die Anwendung einer Reihe darauf gerichteter Konstruktionsregeln wird vielfach als „capacity design" (Kapazitätsbemessung) bezeichnet. Danach werden bestimmte Bauwerksbereiche, in denen eine hohe Zähigkeit erzielt werden kann, so bemessen, daß sie bei starken Erdbeben plastifizieren, und andere Bereiche so, daß sie unter den durch die Plastifizierung der ersteren Bereiche begrenzten Beanspruchungen im elastischen Zustand verbleiben. Ausführliche Darstellungen der Kapazitätsbemessung finden sich z. B. in Park und Paulay (1975), Paulay (1983) und Paulay, Bachmann und Moser (1990).

Neben der Konzentration hoher plastischer Verformungen in bestimmten Bauwerksbereichen sind vielfach verschiedene Mängel in der Konstruktion die Ursachen für ein unbefriedigendes Bauwerksverhalten (Wakabayashi 1986). Hierbei ist an

erster Stelle eine ungenügende Umschnürung der Stiele zu nennen, die eine Zerstörung des Betongefüges und Ausknicken der Längsbewehrung zur Folge hat. Weiterhin sind Unzulänglichkeiten in der Schubsicherung häufige Schadensursachen – insbesondere bei kurzen, gedrungenen Stielen (hierzu zählen auch schlanke Stiele, deren freie Verformung etwa durch eine Fensterbrüstung behindert wird) und bei Wandscheiben (Schubübertragung im offenen Biegeriß, Kreuzrisse in den kurzen Verbindungsriegeln gegliederter Wandscheiben). Daneben können ungenügender Verbund zwischen Beton und Bewehrung, ungenügende Verbindung von Bauteilen (insbesondere im Fertigteilbau) und ungenügende Fugenbreiten zwischen benachbarten Baukörpern, die zu deren Aneinanderprallen führen, das Bauwerksverhalten negativ beeinflussen. Das Erdbebenverhalten von Skelettbauten wird durch das Zusammenwirken von Rahmen und ausfachendem Mauerwerk wesentlich beeinflußt. Die damit verbundenen Probleme werden z. B. in Priestley (1980), Tassios (1984); Moghaddam und Dowling (1988); Tomazevic (1989), Vintzeleou und Tassios (1989) und Tomazevic (1990) behandelt.

Typische Erdbebenschäden bei Mauerwerksbauten sind Kreuzrisse (Schubrisse) in Wänden, die in ihrer Ebene, und Platten-Biegerisse in Wänden, die senkrecht zu ihrer Ebene beansprucht werden (Innenministerium Baden-Württemberg). Bei ungenügender Verbindung mit Querwänden oder anderen aussteifenden Bauteilen kann es auch zum Abreißen oder zum Absturz von senkrecht zu ihrer Ebene belasteten Wänden sowie von verschiedenen nichttragenden Bauteilen kommen (Absturz von Giebelwänden, Ausfachungen, Hausschornsteinen, abgedeckte Ziegeldächer).

Spezifische Probleme des Erdbebenverhaltens von Fertigteilbauten werden in EAEE Working Group 4 (1990) im Überblick dargestellt. Danach haben die zum Beispiel in Rumänien und der Sowjetunion in großer Anzahl in Großtafelbauweise hergestellten Wohnblocks mit bis zu 16 Geschossen bei den Starkbeben Vrancea 1977 und Spitak 1988 ein befriedigendes Verhalten bewiesen. Die schweren Schäden beziehungsweise Einstürze der Fertigteil-Skelettbauten beim Spitak-Erdbeben 1988 lassen sich auf Mängel im Entwurf vor allem in der Ausführung zurückführen. Fragen im Zusammenhang mit dem Erdbebenverhalten der Fertigteilverbindungen im Großtafelbau werden in Lewicki und Tsoukantas (1984) behandelt.

Allgemein sind Mängel in der Ausführung neben Mängeln in Entwurf und Konstruktion vielfach die Ursache von Erdbebenschäden an Bauwerken. So erweist sich die vielfach gemachte Beobachtung als richtig, daß ein Erdbeben die verschiedenartigsten baulichen Schwächen und Fehler an den Tag bringt, die bis dahin verborgen geblieben waren.

3.5.5 Entwurf von Bauwerken

Erdbebenverhalten und Erdbebensicherung eines Bauwerks werden durch den Entwurf des Architekten unter folgenden Aspekten wesentlich beeinflußt:

- durch die Wahl von Form und Abmessung eines Bauwerks werden wichtige Entscheidungen in bezug auf dessen Erdbebenbeanspruchung getroffen;
- durch die Wahl des Tragwerks – Stützen, Wände und Decken – wird die Art der Abtragung der Erdbebenlast festgelegt;
- durch die Wahl der nichttragenden Bauteile, deren ungewolltes Mitwirken das Tragverhalten eines Systems wesentlich verändern kann, wird das Erdbebenverhalten eines Bauwerks stark beeinflußt.

Erdbebensicherung ist demnach immer eine Gemeinschaftsaufgabe von Architekt und Ingenieur. Zusammenstellungen der beim Entwurf zu berücksichtigenden Gesichtspunkte, der Kriterien für einen „günstigen" oder „ungünstigen" Entwurf finden sich z. B. in Arnold und Reitherman (1982), Hampe und Mußtow (1984), Arnold (1989) und Innenministerium Baden-Württemberg.

Da Erdbebenschäden vorwiegend von Bauwerksbereichen ausgehen, in denen das Schwingungsverhalten des Systems zu Spannungskonzentrationen führt, sollen solche durch den Entwurf nach Möglichkeit vermieden werden. Dazu erweisen sich regelmäßig gestaltete Bauwerke mit gedrungenem und symmetrischem Grundriß und über die Höhe annähernd gleichmäßiger Massen- und Steifigkeitsverteilung, bei denen sich die einzelnen Bauwerksbereiche näherungsweise gleichmäßig verformen, als günstig. Des weiteren ist die Sicherung des Zusammenhalts des Bauwerks und der Kraftübertragung zwischen den einzelnen Bauteilen sowie eine Planung, die das Erreichen einer angemessenen Zähigkeit ermöglicht (z. B. nicht zu kleine Stiel- und Riegelquerschnitte bei Skelettbauten!), von Bedeutung. Verhältnismäßig weiche Systeme (Skelettbauten) erleiden bei Erdbeben vielfach große Verformungen, die zu schweren Schäden an den Ausbauelementen führen. Günstiger sind daher steifere Systeme (Wandscheibenbauten statt Skelettbauten).

3.5.6 Berechnung und Konstruktion von Bauwerken

Für die Berechnung von Bauten in Erdbebengebieten wird in Normen im allgemeinen ein stark vereinfachter Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit angegeben. So wird das tatsächliche, nichtlineare Bauwerksverhalten bei starken Erdbeben durch ein gedachtes, linear-elastisches Verhalten ersetzt, das näherungsweise nach dem Antwortspektrenverfahren erfaßt werden kann. Dabei wird die günstige Wirkung nichtlinearer Verformungen über eine Abminderung der rechnerischen Erdbebenlast berücksichtigt. In älteren Normen wird hierfür ein globaler Abminderungsfaktor verwendet, den man direkt in die genormten Spektralwerte einarbeitet. Neuere Normen hingegen zeigen das Bestreben, bei der Wahl solcher Abminderungsfaktoren differenzierter vorzugehen, das heißt das unterschiedliche nichtlineare Verhalten bestimmter Baustoffe und bestimmter Tragwerksarten durch die Einführung unterschiedlicher Abminderungsfaktoren zu berücksichtigen. So kann man zum Beispiel die rechnerische Erdbebenlast bei Skelettbauten, bei denen

die Energiedissipation über plastische Verformungen auf der ganzen Bauwerkshöhe stattfindet, stärker abmindern als bei Wandscheibenbauten, bei denen dies im wesentlichen nur an der Einspannung in den Unterbau geschieht. Die nach dem spezifischen Verhalten von Baustoff und Tragwerk differenzierten Abminderungsfaktoren werden als Verhaltensfaktoren bezeichnet. Bauwerke werden im Lastfall Erdbeben für die seismische Beanspruchung des elastischen Systems, geteilt durch den Verhaltensfaktor, bemessen. Dabei unterscheidet sich die Bemessung gegen Erdbeben von der gegen andere Horizontallasten (Wind) dadurch, daß hier neben einer ausreichenden Beanspruchbarkeit und Steifigkeit auch eine ausreichende Zähigkeit gesichert werden muß. Weiterhin ist zu berücksichtigen, daß sich die Abminderung mittels Verhaltensfaktoren nur auf Kraftgrößen, nicht aber auf Verschiebungen bezieht. Zusammenfassende Darstellungen der Anwendung dieser allgemeinen Vorgehensweise auf Stahlbetonbauten finden sich in Park und Paulay (1980); Design und Construction, Vol. 1 (1984); Design and Construction, Vol. 2 (1984), Derecho (1989), Tassios (1989a; 1989b), Paulay, Bachmann und Moser (1990) sowie Paulay und Priestley (1992). Im folgenden werden einige für die Bemessung nach Eurocode 8 (1988) wichtige Punkte der damit zusammenhängenden Überlegungen gemäß Tassios (1989a; 1989b) hervorgehoben. Ein vorrangiges Problem ist die Bestimmung der Verhaltensfaktoren. Während diese nach Bertero (1988) in einer Reihe von Normen als reine Schätzwerte, ohne weitere Berechnungen, angegeben werden, wird in Lappas und Tassios (1988) sowie Eibl und Keintzel (1990) versucht, für die Anwendung in Eurocode 8 (1989) rationale Werte aufgrund von Zähigkeitsbetrachtungen herzuleiten. Dabei werden bedeutend niedrigere Werte, als vielfach in anderen Normen angegeben sind, erhalten. Weitere Differenzierungen erfolgen aufgrund von Schätzungen nach verschiedenen Kriterien:

- Ist ein Tragwerk nicht ganz regelmäßig gestaltet,
- wird ein Großteil der Erdbebenlast durch Stahlbetonkerne aufgenommen (mangelnde Redundanz),
- verhält sich das Bauwerk wie ein umgekehrtes Pendel (Großteil der Masse im oberen Bauwerksbereich – dadurch große Zusatzbeanspruchung nach Thorie II. Ordnung),
- ist die Versagensart von Wandscheiben Schubversagen statt Biegeversagen (starke Abnahme der Beanspruchbarkeit bei zyklischer Belastung, geringe Energiedissipation),

so werden die Verhaltensfaktoren abgemindert. Kann umgekehrt bei Wandscheibenbauten Biegeversagen als sicher angenommen werden, so darf man deren Verhaltensfaktoren, unter Berücksichtigung verschiedener, rechnerisch nicht erfaßter, günstiger Wirkungen denen von Skelettbauten gleichsetzen. So bleiben auch bei rechnerischer Herleitung ihrer Größenordnung die in Normen angegebenen Verhaltensfaktoren im wesentlichen empirische Werte (Tassios 1989b).

Hat man einen Verhaltensfaktor gewählt, so ergibt sich als nächstes Problem die Entwicklung einer Konstruktion, deren nichtlineares Verhalten die vorausgesetzte

Energiedissipation ermöglicht. Dazu wird zunächst untersucht, welche Zähigkeit ein System als ganzes haben muß, das mit einem vorgegebenen Verhaltensfaktor berechnet werden soll. Aus Systemszähigkeitsfaktoren (Verschiebezähigkeitsfaktoren) werden sodann örtliche Zähigkeitsanforderungen in den kritischen Querschnitten der einzelnen Bauteile – erforderliche Querschnittszähigkeitsfaktoren (Krümmungszähigkeitsfaktoren) – ermittelt. Weiterhin geht es darum, mit welchen Konstruktionsdetails in den kritischen Bereichen sich ein erforderlicher Querschnittszähigkeitsfaktor erreichen läßt. Dazu müssen neben Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Bewehrungsstahl solche von umschnürtem Beton in Abhängigkeit vom Konstruktionsdetail betrachtet und in die Ermittlung der Querschnittszähigkeitsfaktoren eingeführt werden. So ergibt sich ein wesentlicher Zusammenhang zwischen Berechnung und Gestaltung von Konstruktionsdetails. Endlich ist zu gewährleisten, daß mit den gewählten Konstruktionsdetails auch bei großen Verformungen, nach Abplatzen der Betondeckung, eine genügende Tragfähigkeit der Bauteile erhalten bleibt.

Der hier skizzierte Weg vom Verhaltensfaktor über Systemzähigkeitsfaktor und Querschnittszähigkeitsfaktor zum Konstruktionsdetail wird in Tassios (1989a) durch Einführung einiger vereinfachender Annahmen, deren Grundgedanken in Keintzel (1992) dargestellt sind, in die in Eurocode 8 (1989) angegebenen Regeln umgesetzt. Danach wird zur Sicherung einer ausreichenden Zähigkeit wie folgt vorgegangen:

- zur Erzielung einer wirtschaftlich optimalen Erdbebensicherung, die je nach Erdbebenzone unterschiedlichen Zähigkeitsanforderungen angepaßt ist, werden drei Zähigkeitsklassen (hohe, mittlere, niedrige Zähigkeit) vorgesehen;
- den drei Zähigkeitsklassen werden drei Reihen von Verhaltensfaktoren zugeordnet;
- die Umschnürungswirkung der Bügelbewehrung wird durch einen Bügelbewehrungsparameter charakterisiert, der Menge, Verteilung und Form der Bügel in einen Zahlenwert zusammenfaßt;
- eine ausreichende Zähigkeit von Rahmenriegeln wird durch Nichtüberschreitung eines von der Zähigkeitsklasse abhängigen, maximalen Längsbewehrungsgrades gesichert;
- eine ausreichende Zähigkeit von Rahmenstielen und Wandscheiben wird durch Nichtunterschreitung eines von der Zähigkeitsklasse oder vom Verhaltensfaktor abhängigen, erforderlichen Querschnittszähigkeitsfaktors gesichert;
- durch Anwendung von Näherungsformeln für den Querschnittszähigkeitsfaktor in Abhängigkeit vom Bügelbewehrungsparameter werden die Konstruktionsdetails der Bügelbewehrung den Zähigkeitsanforderungen angepaßt;
- die Tragfähigkeit von Rahmenstielen nach Abplatzen der Betondeckung wird durch Nichtunterschreitung eines von der Zähigkeitsklasse abhängigen, erforderlichen Bügelbewehrungsgrades gesichert;
- durch die Einhaltung weiterer konstruktiver Vorschriften, die ebenfalls von der Zähigkeitsklasse abhängen, soll ein befriedigendes Verhalten unter zyklischer Beanspruchung erzielt werden.

Besondere Probleme ergibt der ungünstige Einfluß einer hohen Schubbeanspruchung auf die Drehfähigkeit plastischer Gelenke und die Energiedissipation. Um ein befriedigendes Verhalten unter großen Verformungen im nichtlinearen Bereich zu ermöglichen und ein mögliches Schubversagen auszuschließen, werden Stahlbetonbauteile für die Schubbeanspruchung im Biegeplastifizierungszustand bemessen. Dabei wird bei Wandscheiben nach Eurocode 8 (1989) auch die in Eibl und Keintzel (1988), Keintzel (1988; 1990) nachgewiesene, geringere Abminderung von Querkräften aus höheren Schwingungsformen infolge Plastifizierung berücksichtigt. Als Alternative ist eine Bemessung mit einem abgeminderten Verhaltensfaktor möglich.

Die Berechnung und Konstruktion von Mauerwerksbauten für Erdbebenbeanspruchung wird in Priestley (1980), Design and Construction, Vol. 3 (1984), Asthana (1988), Hart (1989), Macchi, Calvi und Ponzo (1989), Tomazevic (1989, 1990) und Paulay und Priestley (1992) dargestellt. Die Größenordnung der Verhaltensfaktoren liegt nach Eurocode 8 (1988), Tomazevic (1989) für unbewehrtes Mauerwerk bei 1,5 und für bewehrtes Mauerwerk bei 2,5. Daneben ist die Einhaltung von Konstruktionsregeln von größter Bedeutung für ein befriedigendes Erdbebenverhalten.

3.5.7 Zusammenfassung

Es wird ein Überblick des Verhaltens bei Erdbeben und der Sicherung gegen Erdbeben von Massivbauwerken gegeben. Dabei wird insbesondere auf die Bedeutung der unter hoher Erdbebenbeanspruchung auftretenden nichtlinearen, plastischen Verformungen für das Verhalten von Baustoffen, Bauteilen und Bauwerken und auf die Bedeutung einer hohen plastischen Verformbarkeit (Zähigkeit, Duktilität) für die Erdbebensicherung eingegangen.

Zunächst wird das Baustoffverhalten, das heißt das Verhalten von Beton, Mauerwerk, Bewehrungsstahl sowie des Verbundes zwischen Beton und Bewehrungsstahl unter zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich behandelt. Dabei wird für Beton und Mauerwerk auch auf Maßnahmen zur Vergrößerung der relativ geringen plastischen Verformbarkeit hingewiesen. Für Bewehrungsstähle ist neben einer hohen Gleichmaßdehnung ein möglichst großes Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze von Bedeutung. In dieser Hinsicht erweisen sich kaltverformte Stähle als ungünstig.

Anschließend wird das Bauteilverhalten unter hoher Erdbebenbeanspruchung untersucht. Es wird gezeigt, daß sich dieses Verhalten aus demjenigen der Baustoffe sowie aus den konstruktiven und geometrischen Merkmalen der Bauteile ergibt. So ist neben der konstruktiven Gestaltung der Bewehrung eines Bauteils auch seine Geometrie von großer Bedeutung für sein Erdbebenverhalten, da sie seine Beanspruchungsart im Plastifizierungszustand (vorherrschende Biege- oder Schubbeanspruchung) wesentlich beeinflußt. Als günstig erweist sich das Verhalten schlanker Bauteile, bei denen die Biegebeanspruchung vorherrscht, als weniger günstig das Verhalten gedrungener Bauteile, bei denen die Schubbeanspruchung vorherrschen

kann. Ungünstig wird das Bauteilverhalten durch hohe Längsdruckkräfte beeinflußt, die eine starke Abnahme der Zähigkeit bewirken.

Für das Erdbebenverhalten von Bauwerken ist neben dem Verhalten der Bauteile die Verteilung der Energiedissipation auf die einzelnen Bauteile von Bedeutung. Kommt es zu einer Konzentration der gesamten Energiedissipation in wenigen Bauteilen, so kann dies leicht zu deren Versagen und damit zum Einsturz des Bauwerks führen.

Im Zusammenhang mit den Problemen der Erdbebensicherung wird auf die große Bedeutung eines erdbebengerechten Entwurfs hingewiesen. Es wird gezeigt, daß die Nichtbeachtung einer Reihe von Entwurfsgrundsätzen zu Spannungskonzentrationen in bestimmten Bauwerksbereichen führt, von denen Erdbebenschäden ausgehen können. Ein Schlüsselproblem für die Erdbebenberechnung von Bauwerken ist die richtige Abschätzung der durch die Energiedissipation bei zyklischer Verformung im nichtlinearen Bereich ermöglichten Abminderung der für elastische Systeme ermittelten Erdbebenbeanspruchung. In neueren Normen werden hierfür sogenannte Verhaltensfaktoren verwendet, durch die man die Erdbebenschnittgrößen elastischer Systeme teilt. Hat man einen solchen Verhaltensfaktor gewählt, ergibt sich als nächstes Problem die Entwicklung einer Konstruktion, deren nichtlineares Verhalten die vorausgesetzte Energiedissipation ermöglicht. Mit einigen Vereinfachungen läßt sich dies Problem auf die Erzielung eines gegebenen Querschnittszähigkeitsfaktors (Krümmungszähigkeitsfaktors) durch geeignete konstruktive Maßnahmen (Umschnürung des Betons) zurückführen. So ergibt sich ein wesentlicher Zusammenhang zwischen Berechnung und Gestaltung von Konstruktionsdetails. Berechnungsergebnisse sind nur in dem Maß gültig, in welchem bestimmte Voraussetzungen bezüglich der Konstruktion erfüllt sind.

3.5.8 Wissensdefizite und Schlußfolgerungen

Im folgenden werden einige der zahlreichen Wissensdefizite aufgelistet, die in den in Abschnitt 3.5.2 bis 3.5.6 dargestellten Themenkreisen vorhanden sind.

Baustoffverhalten:

- Die Umschnürungswirkung verschiedener Bügeltypen und ihr Einfluß auf das Betonverhalten bei zyklischer Beanspruchung im Bereich des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie sind nur ungenügend bekannt.
- Wie weit bei Mauerwerk auf die günstige Wirkung der Energiedissipation durch nichtlineare Verformungen zurückgegriffen werden kann, ist ebenfalls nur ungenügend bekannt.

Bauteilverhalten:

- Während das Verhalten von Bauteilen mit vorherrschender Biegebeanspruchung im nichtlinearen Bereich verhältnismäßig gut erfaßt werden kann, ist dies bei Bauteilen mit vorherrschender Schubbeanspruchung nicht der Fall.
- Das Verhalten von gedrungenen Bauteilen mit hoher Schubbeanspruchung und hoher Längsdruckkraft unter zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich sowie Maßnahmen zur Verhinderung eines explosiven Schubbruchs bei solchen Bauteilen sind ebenfalls noch nicht hinreichend erfaßt.
- Versuche zur Bestimmung der plastischen Rotationsfähigkeit in kritischen Bauteilbereichen wurden in der Vergangenheit an Stahlbetonbauteilen durchgeführt, deren Bewehrung gute Zähigkeitseigenschaften besaß. Die dabei erhaltenen Ergebnisse lassen sich nicht auf Bauteile übertragen, die mit weniger zähen Stählen bewehrt sind.
- Die plastische Rotationsfähigkeit in kritischen Bauteilbereichen hängt auch wesentlich von der Qualität des Verbundes ab. Die dafür im statischen Versuch erzielten Ergebnisse lassen sich daher nicht auf Bauteile mit zyklischer Beanspruchung im nichtlinearen Bereich übertragen, bei denen eine wesentliche Zerstörung des Verbundes und ein Abplatzen der Betondeckung stattgefunden haben.

Bauwerksverhalten:

- Das Verhalten von Skelettbauten wird wesentlich durch das Zusammenwirken von Rahmen und Ausfachungsmauerwerk beeinflußt, das nicht befriedigend erfaßt wird.
- Versuche haben gezeigt, daß das Verhalten von Stahlbeton-Wandscheibenbauten auch durch die Biegesteifigkeit der Geschoßdecken beeinflußt wird, die in der Berechnung überlicherweise als biegeschlaff angesetzt werden.

Entwurf von Bauwerken:

- Die Entwurfsgrundsätze für Bauwerke haben bloß qualitativen Charakter. Es gibt keine allgemeinen Regeln zur Abschätzung des Einflusses von Abweichungen von diesen Regeln auf die Verteilung der Energiedissipation durch nichtlineares Verhalten.

Berechnung und Konstruktion von Bauwerken:

- Wie ein Vergleich der in verschiedenen Normen angegebenen Verhaltensfaktoren zeigt, gehen die Schätzungen der infolge duktilen Verhaltens möglichen Abminderung der Erdbebenbeanspruchung elastischer Systeme weit auseinander.
- Für den Einfluß verschiedener Aspekte der Bauwerksgestaltung (Regelmäßigkeit, Redundanz usw.) auf die Verhaltensfaktoren liegen nur grobe Schätzungen vor.

- Der Zusammenhang zwischen Verhaltensfaktoren und Konstruktionsdetails wird in Normen ebenfalls vielfach nur aufgrund von Schätzungen hergestellt.

Wie die vorangehende Zusammenstellung, die keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt, zeigt, ist man bei der Bemessung und Konstruktion von Massivbauwerken für Erdbebenbeanspruchung in großem Maß auf konservative Schätzungen angewiesen. Durch die Ausschaltung der damit verbundenen Wissensdefizite ließen sich daher vor allem in Starkbebengebieten, wo der Lastfall Erdbeben maßgebend für die Bemessung von Bauwerken ist, vielfach wirtschaftlichere Lösungen erzielen.

3.5.9 Literatur

Aoyama, H., Noguchi, H. (1979): Mechanical Properties of Concrete Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions. AICAP-CEB Symposium Structural Concrete under Seismic Actions. CEB Bulletin d'Information No. 131, Rome.

Arnold, C., Reitherman, R. (1982): Building Configuration and Seismic Design. New York: Wiley & Sons.

Arnold, C. (1989): Architectural considerations. In: Naeim, F. (Ed.), The Seismic Design Handbook. New York: Van Nostrand Reinhold.

Asthana, A. K. (1988): Seismic Behaviour and Design of Brick Masonry Buildings. 8th International Brick/Bloc Mansonry Conference, Dublin.

Bertero, V. V. (1973): Experimental Studies Concerning Reinforced Concrete, Prestressed and Partially Prestressed Concrete Structures and their Elements. IABSE Symposium Lisboa 1973, Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted by Well Defined Repeated Loads, Introductory Report. IABSE Reports, Vol. 12, Zürich.

Bertero, V. V. (1979): Seismic Behaviour of Structural Concrete Linear Elements (Beams, Columns) and their Connections. AICAP-CEB Symposium Structural Concrete under Seismic Actions. CEB-Bulletin d'Information No. 131, Rome.

Bertero, V. V. (1988): State-of-the-Art Report Ductility Based Structural Design. 9th World Conference on Earthquake Engineering. Vol. VIII. Tokyo-Kyoto.

Calvi, G. M., Cantu, E. (1984): A Finite Element Analysis of Masonry Walls under Cyclic Actions. CIB, 3d International Symposium on Wall Structures, Warsaw.

CEB Model Code for Seismic Design of Concrete Structures (1985): Bulletin d'Information CEB No. 165, Lausanne.

CEB-FIP Model Code 1990 (1991): Bulletin d'Information CEB No. 203, Lausanne.

Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. V., Popov, E. P. (1982): Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations. Report EERC 82/23, University of California, Berkeley.

Derecho, A. T. (1989): Seismic design of reinforced concrete structures. In: Naeim, F. (Ed.), The Seismic Design Handbook. New York: Van Nostrand Reinhold.

Design and Construction of Seismic Resistant Reinforced Concrete Frame and Shear-Wall Buildings. Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vol. 1. United Nations Industrial Development Organization, Vienna, 1984.

Design and Construction of Prefabricated Reinforced Concrete Building Systems. Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vol. 2. United Nations Industrial Development Organization, Vienna, 1984.

Design and Construction of Stone and Brick-Masonry Buildings. Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vol. 3. United Nations Industrial Development Organization, Vienna, 1984.

EAEE Working Group 4 (Convenor D. Nenov, 1990): Prefabricated Building Structures in Seismic Regions. Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering. Vol. A. Moscow.

Eibl, J., Keintzel, E., Charlier, H. (1988): Dynamische Probleme im Stahlbetonbau. Teil II: Stahlbetonbauteile und -bauwerke unter dynamischer Beanspruchung. DAfStb Heft 392, Berlin: Beuth Verlag.

Eibl, J., Keintzel, E. (1988): Seismic Shear Forces in RC Cantilever Shear Walls. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VI, Tokyo-Kyoto.

Eibl, J., Keintzel, E. (1990): Contributions to the Evaluation of Behaviour Factors for the Seismic Design of RC Structures. 9th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 7C, Moscow.

Eligehausen, R., Popov, E. P., Bertero, V. V. (1983): Behaviour of Deformed Bars Anchored at Interior Joints under Seismic Excitations. 4th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.

Eurocode 8. Structures in Seismic Regions-Design (1989). Commission of the European Communities, Mai 1988 edition.

Gallegos, H. (1988): Ductility and Seismic Damage in Reinforced Masonry Buildings. 8th International Brick/Bloc Mansonry Conference, Dublin.

Hampe, E. (1991): Verhalten von Mauerwerksbauten unter seismischen Einwirkungen. In: Mauerwerks-Kalender 1991, Berlin: Ernst & Sohn.

Hampe, E., Mußtow, L. (1984): Einführung in den Entwurf erdbebensresistenter Bauwerke. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar, 30.

Hart, G. C. (1989): Seismic Design of Masonry Structures. In: Naeim, F. (Ed.), The Seismic Design Handbook. New York: Van Nostrand Reinhold.

Innenministerium Baden-Württemberg: Erdbebensicher Bauen. Eine Planungshilfe für Bauherren, Architekten und Ingenieure.

Kato, B. (1979): Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions. AICAP-CEB Symposium Structural Concrete under Seismic Actions. CEB Bulletin d'Information No. 131, Rome.

Keintzel, E. (1988): Zur Querkraftbeanspruchung von Stahlbeton-Wandscheiben unter Erdbebenlasten. Beton- und Stahlbetonbau *83*, 181–185 und 225–228.

Keintzel, E. (1990): Seismic design shear forces in RC cantilever shear wall structures. European Earthquake Engineering *4*, No. 3, 7–16.

Keintzel, E. (1992): Grundgedanken der Erdbebenauslegung von Stahlbetonbauten nach Eurocode 8. In: IDNDR. Schriftenreihe der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB), Heft 2.

Lappas, G., Tassios, T. P. (1988): Estimation of behaviour factors of RC buildings. European Earthquake Engineering *2*, No. 3, 38–43.

Lewicki, B., Tsoukantas, S. (1984): Joints Subjected to Monotonic and Cyclic Actions. CIB, 3d International Symposium on Wall Structures, Warsaw.

Macchi, G. (1982): Behaviour of Masonry under Cyclic Actions and Seismic Design. 6th International Brick Masonry Conference, Rome.

Macchi, G., Calvi, G. M., Ponzo, P. (1989): Background Document for Chapter 6, Part 1.3, Eurocode 8, May 1988, Specific Rules for Masonry Structures. In: Background Documents for Eurocode 8, Part 1 (May 1988), Vol. 2 – Design rules. Commission of the European Communities.

Mann, W., König, G., Ötes, A. (1988): Tests of Masonry Walls Subjected to Seismic Forces. 8th International Brick/Bloc Masonry Conference, Dublin.

Moghaddam, H. A., Dowling, P. J. (1988): Earthquake Resistant Design of Brick Infilled Frames. 8th International Brick/Bloc Masonry Conference, Dublin.

Müller, F. P., Keintzel, E., Charlier, H. (1983): Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil I: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. DAfStb Heft 342, Berlin: Ernst & Sohn.

Müller, F. P., Keintzel, E. (1984): Erdbebensicherung von Hochbauten. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn.

Park, R. (1988): Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing. State-of-the-Art Report. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VIII, Tokyo-Kyoto.

Park, R., Paulay, T. (1975): Reinforced Concrete Structures. New York: J. Wiley & Sons.

Park, R., Paulay, T. (1980): Concrete structures. In: E. Rosenblueth (Ed.), Design of Earthquake Resistant Structures. New York: Wiley & Sons.

Paulay, T. (1983): Deterministic seismic design procedures for reinforced concrete buildings. Engineering Structures *5*, 79–86.

Paulay, T. (1986): The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance. Earthquake Spectra *2*, 783–823.

Paulay, T. (1988): Seismic Behaviour of Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Space Frames. State-of-the-Art Report. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VIII, Tokyo-Kyoto.

Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K. (1990): Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Basel: Birkhäuser Verlag.

Paulay, T., Bull, I. N. (1979): Shear Effects on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames. AICAP-CEB Symposium Structural Concrete under Seismic Actions. CEB-Bulletin d'Information No. 132, Rome.

Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992): Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: Wiley & Sons.

Priestley, M. J. N. (1980): Masonry. In: E. Rosenblueth (Ed.), Design of Earthquake Resistant Structures. New York: Wiley & Sons.

Sheikh, S. A. (1982): A comparative study of confinement models. Journal of the American Concrete Institute *79*, 296–306.

Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M. (1982): Analytical model for concrete confinement in tied columns. ASCE, Journal of the Structural Division *108*, 2703–2722.

Tassios, T. P. (1979): Properties of Bond between Concrete and Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions. AICAP-CEB Symposium Structural Concrete under Seismic Actions. CEB Bulletin d'Information No. 131, Rome.

Tassios, T. P. (1983): Response of RC Critical Regions under Large Amplitude Reversed Actions. Bulletin d'Information CEB No. 161, Paris.

Tassios, T. P. (1984): Masonry, Infill and RC Walls under Cyclic Actions. An Invited State-of-the-Art Report. CIB, 3d International Symposium on Wall Structures. Warsaw.

Tassios, T. P. (1989a): Background Document for Chapter 2, Part 1.3, Eurocode 8, May 1988, Specific Rules for Concrete Structures. In: Background Documents for Eurocode 8, Part 1 (May 1988), Vol. 2. Design rules. Commission of the European Communities.

Tassios, T. P. (1989b): Seismic Design of Reinforced Concrete Structures. XV Regional Seminar on Earthquake Engineering. Ravello, Italy.

Tassios, T. P., Chronopoulos, M. P. (1988): RC Wall Cross Section Design for a Given Behaviour Factor of the Building. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Vol. V.

Tomazevic, M. (1989): Fundamentals of Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings. XV Regional Seminar on Earthquake Engineering, Ravello, Italy.

Tomazevic, M. (1990): Masonry Structures in Seismic Areas. A State-of-the-Art Report. Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering. Vol. A. Moscow.

Tomazevic, M., Lutman, M. (1988): Design of Reinforced Masonry Walls for Seismic Actions. 8th International Brick/Bloc Masonry Conference, Dublin.

Vintzeleou, E., Tassios, T. P. (1989): Seismic behaviour and design of infilled RC frames. European Earthquake Engineering *3*, 2, 22–28.

Wakabayashi, M. (1986): Design of Earthquake Resistant Buildings. New York: Mc. Graw-Hill.

3.6 Der Einsatz von Stahl im Entwurf erdbebensicherer Konstruktionen

Jack G. Bouwkamp

3.6.1 Einführung

In erdbebengefährdeten Regionen ist Stahl weltweit erfolgreich in zahlreichen Flachbauten, mehrgeschossigen Gebäuden und Hochhäusern zum Einsatz gekommen. Stahl wurde hierbei nicht nur zur Konstruktion duktiler biegesteifer Rahmensysteme (BSR) verwandt, sondern auch in sogenannten zentrisch ausgesteiften Systemen (ZAS) eingesetzt. Forschungsarbeiten seit 1977 (Roeder und Popov 1978) resultierten letztendlich in der Entwicklung exzentrisch ausgesteifter Systeme (EAS), welche die grundlegenden Steifigkeitscharakteristika konventioneller zentrisch ausgesteifter Systeme mit der Duktilität und Energiedissipationskapazität herkömmlicher BSR verbinden. Im Prinzip resultiert die Energiedissipation aus dem zyklisch duktilen Verhalten und ist charakterisiert durch die Fähigkeit biegesteifer Rahmenknoten, zunehmend große Rotationen ohne Verlust an Biegesteifigkeit aufzunehmen (Abb. 3.6.1).

Im folgenden werden kurz die grundsätzlichen Entwurfskriterien der obengenannten unterschiedlichen Systeme aufgezeigt. Ferner werden einige Vorschläge bezüglich des möglichen Einsatzes von Stahlbetonverbundkonstruktionen in erd-

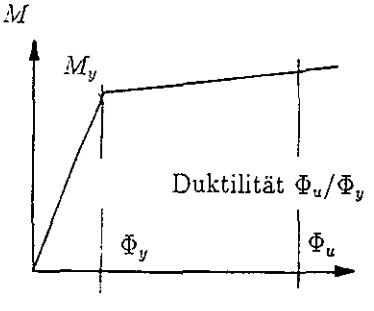


Abb. 3.6.1: Momenten-Rotations-Beziehung. Moment-Rotation Relationship.

bebengefährdeten Regionen unterbreitet. Schließlich folgen noch einige Anregungen zur Entwicklung eines sogenannten hybriden Systems, bei dem betongefüllte Stahlrohrstützen und herkömmlich bewehrte Balken-Platten-Systeme kombiniert werden.

3.6.2 Biegesteife Rahmen (BSR)

In momentenbeanspruchten Verbindungen duktiler biegesteifer Stahlrahmen sind die Riegelflansche normalerweise stumpf mit den Stützenflanschen verschweißt. Die Riegelstege werden entweder ebenfalls stumpf an den Stützenflansch geschweißt, oder es wird eine gleitfest vorgespannte Schraubenverbindung des Riegelsteges mit einer Querkraftlasche, die wiederum an den Stützenflansch angeschweißt ist, ausgebildet. Riegel-Stützenverbindungen mit hochfest an den Stützenflansch verschraubten Kopfplatten, wie sie in Europa oft in typischen Stahlkonstruktionen verwendet werden, sind weniger effektiv und weisen größere Rotationsverformungen auf. Selbst wenn die Stützenflansche zur Verminderung lokaler Verformungen örtlich verstärkt werden, sind solche Verbindungen nachgiebiger als geschweißte Riegel-Stützenverbindungen. Im allgemeinen resultieren hieraus größere Abtriebskräfte und demzufolge größere Effekte aus Theorie II. Ordnung, oder in der Terminologie der Erdbebenbemessung ausgedrückt, sogenannte P-▲-Effekte.

Im wesentlichen müssen die Riegelmomente M_{b1} und M_{b2} (Abb. 3.6.3) infolge Erdbebens durch die Stütze aufgenommen werden. Normalerweise sollte die

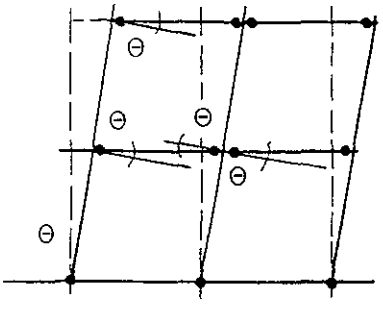


Abb. 3.6.2: Biegesteifer Rahmen (BSR). Moment Resistant Space Frame (MRSF).

Momententragfähigkeit des oben und unten anschließenden Stützenabschnittes zusammen größer sein als die Summe der Riegelmomente. Die Einhaltung dieser Regel gewährleistet, daß sich plastische Momente und Gelenke in den Riegeln anstatt in den Stützen ausbilden (Abb. 3.6.2). Im gegenteiligen Fall würde ein Versagen der Stütze eintreten und die Gesamtstabilität des Rahmens gefährdet. Um eine einwandfreie Einleitung der Druck- und Zugkräfte der Riegelflansche in die Stütze zu gewährleisten, ist es unerläßlich, in Verlängerung der Riegelober- und -unterflansche horizontale Steifen zwischen die Stützenflansche einzuschweißen

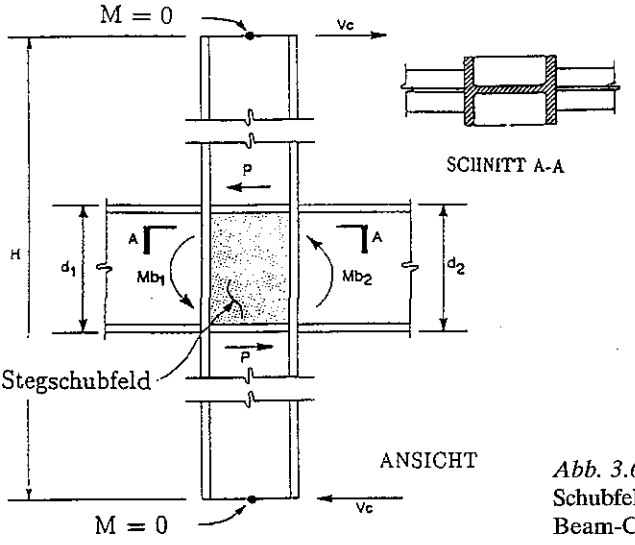
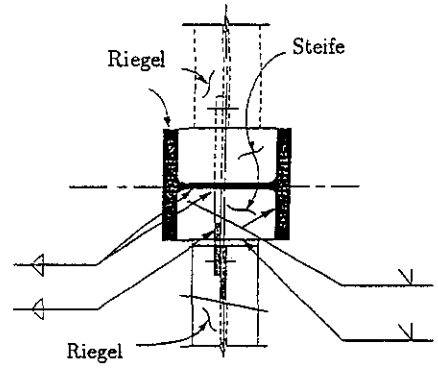


Abb. 3.6.3: Riegel-Stützenanschluß, Schubfeldbeanspruchung.
Beam-Column Connection Panel Zone.

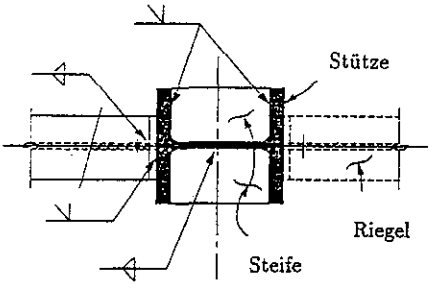
(Abb. 3.6.3). Diese Steifen ermöglichen sowohl eine Lastübertragung in die Stützenflansche als auch in den Stützensteg (Abb. 3.6.4). Die Stärke der Steifen wird gewöhnlich analog der anschließenden Riegelflanschstärke gewählt.

Ein wesentlicher Gesichtspunkt beim Entwurf eines Stahlrahmensystems ist die Berechnung der Stützenschubkräfte des Verschneidungsbereichs der Riegel mit der Stütze, auch bekannt als Stegschubfeld (Abb. 3.6.3). Schubspannungen bestimmen im allgemeinen kaum die Dimensionierung eines Stützen- oder Riegelquerschnitts. In biegesteifen Rahmen jedoch, die horizontalen Kräften aus Erdbeben ausgesetzt sind, können die Schubspannungen in den Rahmenecken kritische Werte erreichen, und dies besonders in solchen Rahmen, in denen die Stützen Biegung um die starke Achse unterworfen werden und die Knotenschubkräfte vom Stützensteg aufgenommen werden müssen. Bei Biegung um die schwache Achse wird der Knotenschub in die Stützenflansche geleitet, wobei die Schubspannung selten kritisch wird. Schubspannungen im Stegschubfeld aufgrund Biegung um die starke Stützenachse können aufgeschweißte Stegverstärkungen erforderlich machen (Abb. 3.6.5).

Fehlen solche zusätzlichen Stegbleche, kann im Stützensteg Fließen infolge Schub auftreten, was zu einer eindrucksvollen, hysteretisch zyklischen Energiedissipation führt. Solches Verhalten führt jedoch zu einer zunehmenden Schiefstellung des Rahmens, woraus wiederum ein zunehmender P-▲-Effekt resultiert, der die Gesamtstabilität des Rahmens gefährdet. Gleichermaßen kritisch können die Entwicklung von Schubversagen und bleibende Verformungen des Stegschubfeldes werden. Ein Austausch der geschädigten Stützenabschnitte nach dem Erdbeben ist nahezu unmöglich.



RIEGEL-STÜTZENSTEG



RIEGEL-STÜTZENFLANSCH

Abb. 3.6.4: Ausführungsvarianten der Riegel-Stützen-Verbindung.
Variations of Beam-Column Connections.

Ergebnisse neuerer europaweiter Forschungen, durchgeführt in Mailand, Lüttich, Wuppertal und Darmstadt, könnten dahingehend interpretiert werden, daß Duktilität des Stegschubfeldes vom technischen Standpunkt aus betrachtet akzeptabel wäre (Sedlacek et al. 1990). Jedoch sowohl unter dem Gesichtspunkt des gesamten Systemverhaltens mit reduziertem Erdbebenwiderstand als auch unter dem Gesichtspunkt, nach einem schweren Erdbeben möglicherweise erforderliche Reparaturen ausführen zu können, sollte ein Fließen des Stegschubfeldes wie oben angeführt verhindert werden. Auch Vorschläge (Plumier 1990), ein Versagen des Stegschubfeldes zu verhindern, indem die Momententragfähigkeit des Riegelquerschnitts durch eine örtlich begrenzte Verjüngung der Riegelflanschbreite verringert wird, ist aus technischer Sicht nicht zu empfehlen. Zugegebenermaßen würde eine solche Lösung die Ausbildung eines reduzierten plastischen Moments außerhalb des Riegel-Stützenknotens erzwingen und den Schub im Stützensteg reduzieren. Zwar wurde hierbei die potentielle Gefahr eines Fließens des Stegschubfeldes erkannt, dahingehende Vorschläge würden aber zu einer strukturellen Lösung führen, die tatsächlich die potentielle Tragfähigkeit des ursprünglichen Rahmens für seitliche Erdbebenlasten verringert. Zudem ist mit größeren Verformungen im Gebrauchszustand zu rechnen.

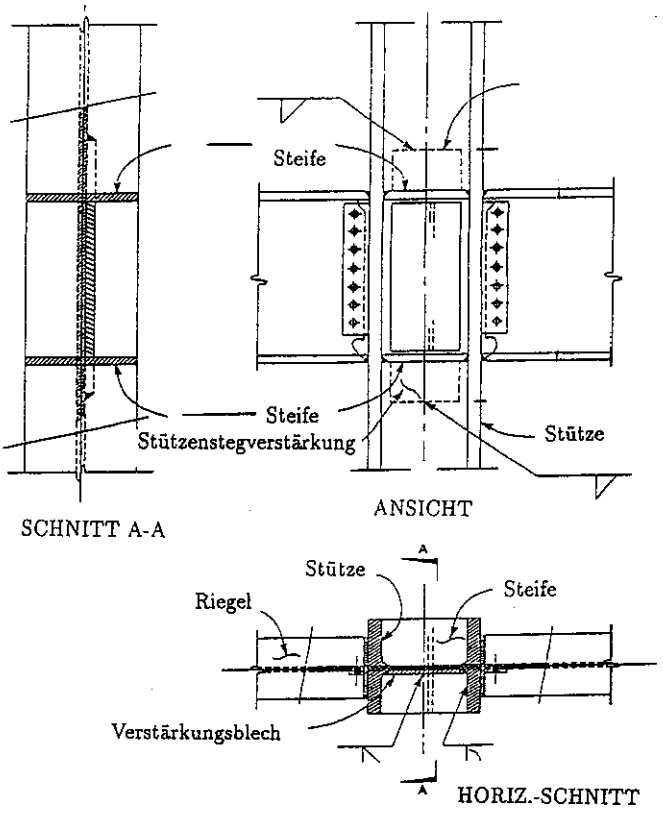


Abb. 3.6.5:
Stützenstegverstärkung.
Panel Zone Strengthening.

Duktiles Verhalten biegesteifer Rahmen (BSR) unter zyklischen, erdbebenbedingten Lasten ist notwendig, um erdbebeninduzierte Energie durch hysteretisch-zyklische Energiedissipation des Riegel-Stützenanschlusses zu absorbieren. Zur Beurteilung der Fähigkeit von Knoten, Energie zu dissipieren, wurden zahlreiche Versuche im Maßstab 1:1 durchgeführt. Ein typischer Versuchsaufbau, Verformungsverläufe und stabile Last-Verformungshystereseschleifen für zwei grundlegend verschiedene biegesteife Anschlüsse werden in den Abbildungen 3.6.6 bis 3.6.8 dargestellt. Diese Tests konzentrierten sich im allgemeinen auf die Effizienz verschiedener Konstruktionslösungen, nämlich vollverschweißte Riegel-Stützenanschlüsse und gemischte Anschlüsse mit angeschweißten Riegelflanschen und einer gleitfest vorgespannten Schraubverbindung des Riegelstegs. Die Ergebnisse dieser Studien wurden zur Entwicklung optimaler Konstruktionskriterien für Normvorschriften verwendet und zeigen ganz klar die Effizienz von vollverschweißten Flanschen und gleitfest vorgespannten Riegel-Stützenanschlüssen. Diese Art Anschlüsse, die ebenfalls als Baustellenverbindung vorzuziehen sind, ist weltweiter Standard beim Bau erdbebensicherer, duktiler, biegesteifer Stahlrahmen.

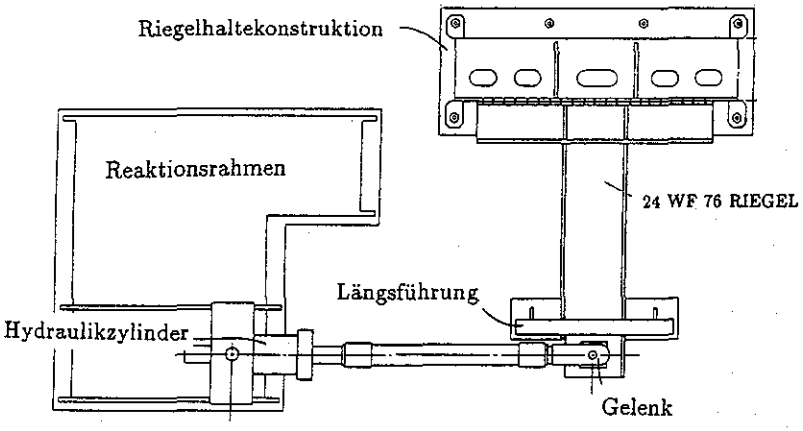


Abb. 3.6.6: Versuchsaufbau – Draufsicht Riegel-Stützen-Verbindung.
Test Set-up Beam-Column Connection Top View.

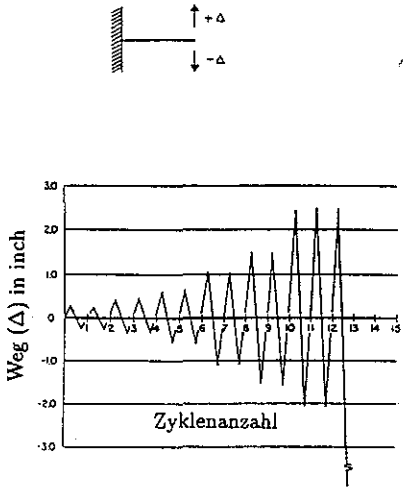
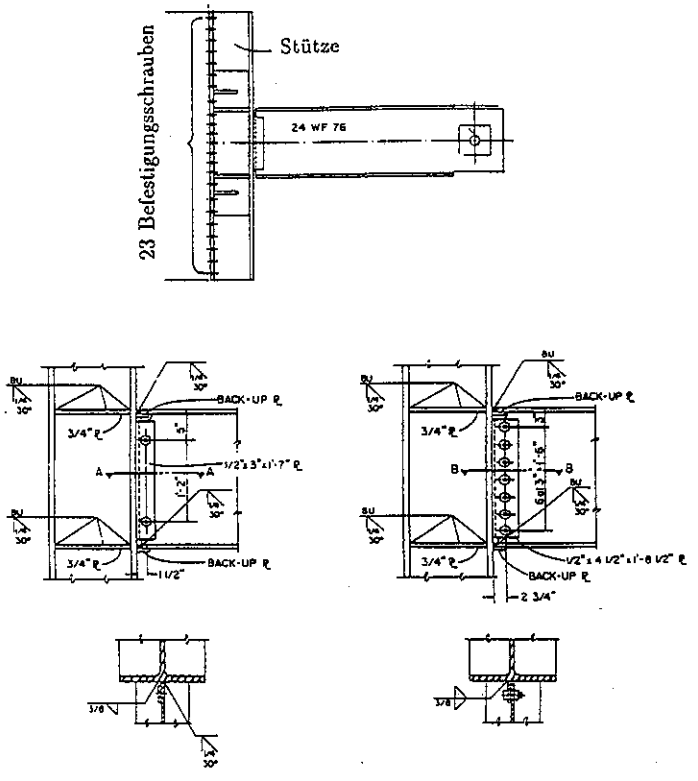


Abb. 3.6.7: Zyklische Wegvorgabe.
Cyclic Displacement Sequence.

3.6.3 Zentrisch Ausgesteifte Systeme (ZAS)

Zentrisch ausgesteifte Systeme können als vertikales Fachwerk wirksam so ausgebildet werden, daß sie Seitenkräften infolge Erdbeben standhalten. Da die Energieabsorptionskapazität jedoch ziemlich begrenzt ist, sollte bei hoher seismischer Beanspruchung der Einsatz von ZASs auf Flachbauten (4 bis 5 Stockwerke) beschränkt



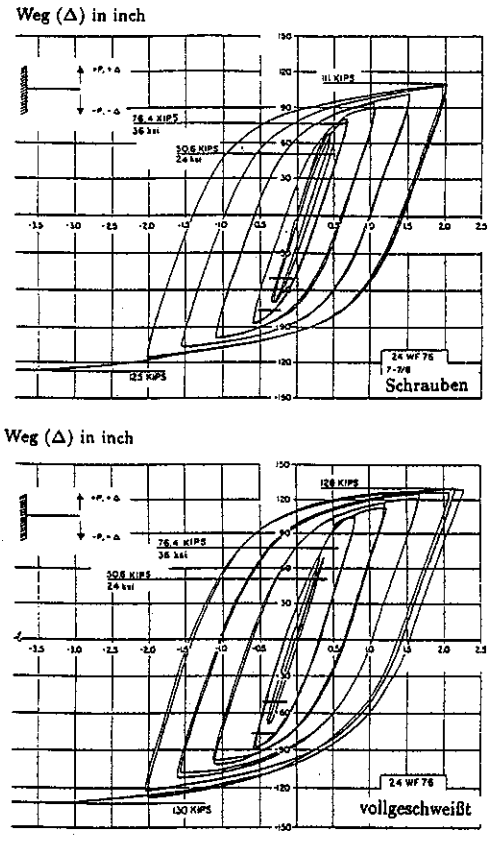


Abb. 3.6.8: Anschlußdetails und Last-Weg-Beziehung.
Test Specimen and Test Results.

bleiben. Neueste US-Vorschriften – 1988 UBC (Uniform Building Code 1988) und 1988 SEAOC (Recommended Lateral Force Requirements 1988) – geben Richtlinien zur Konstruktion derartiger ausgesteifter Systeme. Grundsätzlich können, wie in Abbildung 3.6.9 dargestellt, mehrere Aussteifungssystemtypen in Betracht gezogen werden; dennoch ist nur der Einsatz eines X-Verbandes oder eines gegenseitig angeordneten, diagonalen Aussteifungssystems zulässig (Abb. 3.6.10). Jegliche andere Anordnung der Streben würde zu einem vollständigen Zusammenbruch nach Druckversagen einer der Streben führen (was zu anschließendem Versagen des Riegels oder/und der Stütze führt). Die Anordnung der Strebenstäbe sollte immer die Ausbildung von Zugdiagonalen erlauben (falls andere Diagonalen möglicherweise vorher unter Druck versagt haben).

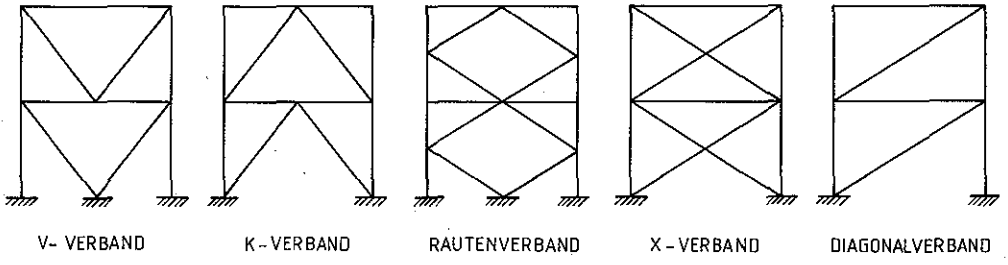


Abb. 3.6.9: Zentrisch Ausgesteifte Systeme (ZAS).
Concentrically Braced Frames (CBFs).

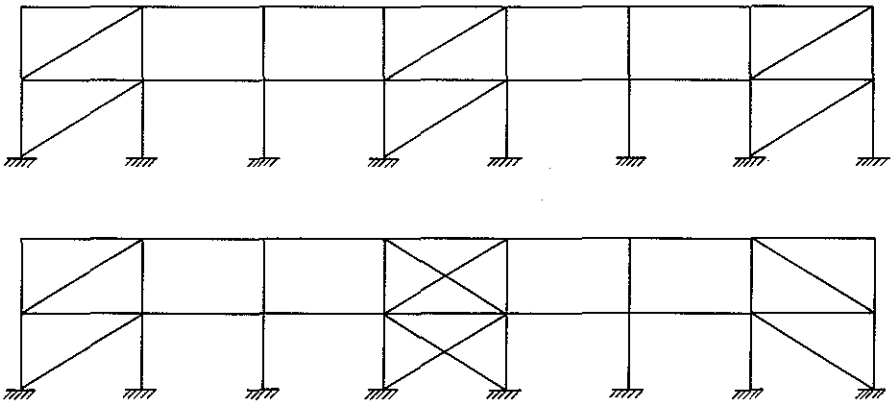


Abb. 3.6.10: Aussteifungsvarianten für ZAS.
Bracing Layouts for CBFs.

Die Energiedissipation resultiert grundsätzlich aus dem zyklischen Druck- und Zugverhalten der Diagonalstreben. Der Grad der Dissipation hängt in hohem Maße von der Schlankheit der Streben ab (Black et al. 1980), wie anhand der normierten Lastverschiebungslinien in Abbildung 3.6.11 für die Schlankheitsgrade s_k/i von 120 bzw. 40 gezeigt wird. Praktisch kann eine Schlankheit s_k/i zwischen 50 und 100 empfohlen werden. Ein niedrigerer Schlankheitsgrad würde jedoch in einer größeren Gesamtsteifigkeit des Systems resultieren und konsequenterweise eine höhere Last-

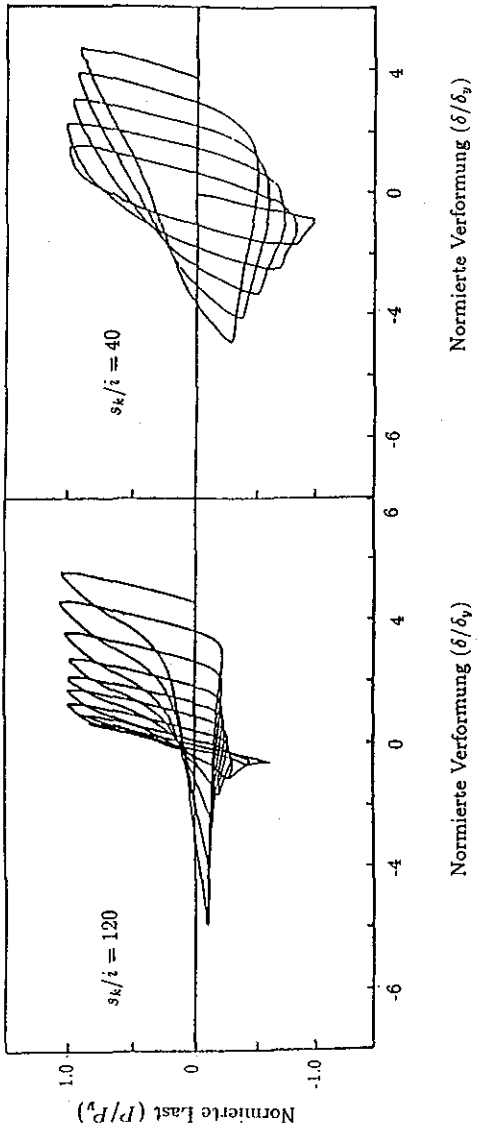


Abb. 3.6.11: Normierte Last-Verformungs-Beziehungen.
Normalized Load-Displacement Relationship for Different Brace-slenderness Ratios.

anregung durch Erdbeben nach sich ziehen. Also ist größte Vorsicht bei der Konstruktion geboten. Unter allen Umständen sollten die Strebenanschlüsse elastisch dimensioniert werden, um die Fließkraft der Streben aufzunehmen. Falls Streben direkt mit den Knotenblechen verschraubt werden, sollte der Stabnettoquerschnitt im Verbindungsbereich mittels aufgeschweißter Bleche auf den Bruttoquerschnitt erhöht werden. Sollte die Strebe an eine Endplatte geschweißt werden, die wiederum mit dem Knotenblech verschraubt ist, müßte der Nettoquerschnitt der Endplatte zumindest gleich dem Bruttoquerschnitt der Strebe sein.

3.6.4 Exzentrisch Ausgesteifte Systeme (EAS)

Exzentrisch ausgesteifte Systeme (Engelhardt und Popov 1989) haben die besondere Eigenschaft, Verbandsstäbe versetzt anzuschließen, um mindestens an einem Ende jeder Strebe einen sogenannten Riegelknoten auszubilden (Abb. 3.6.12). Die grundlegenden Unterschiede der Energiedissipation in BSRs und EASs werden in Abbildung 3.6.13 dargestellt. Während die Energiedissipation in den BSRs in den duktilen Momentenzonen auftritt, findet sie in EAS im Bereich zwischen den Knoten, hier als Link-Bereich bezeichnet, statt. Da die Kapazität der Link-Bereiche ziemlich genau abgeschätzt werden kann, können die Streben und Stützen derart konstruiert werden, daß das inelastische Verhalten grundsätzlich auf die Link-Bereiche konzentriert wird. Von Popov geleitete Forschungen an der University of California, Berkeley (U.C.), haben die hohe Energiedissipationskapazität gut durchkonstruierter Link-Bereiche bewiesen (Hjelmstad und Popov 1983; Malley und Popov 1984).

Beim Beurteilen der potentiellen Vorzüge der EASs sollten sowohl die elastische Steifigkeit als auch der Versagensmechanismus dieser Systeme untersucht werden. Wenn man den Aspekt der Elastizität in Betracht zieht, bieten die EASs eine ausgezeichnete Lösung, die Seitensteifigkeit zu steigern. In der Tat hat die Länge „e“

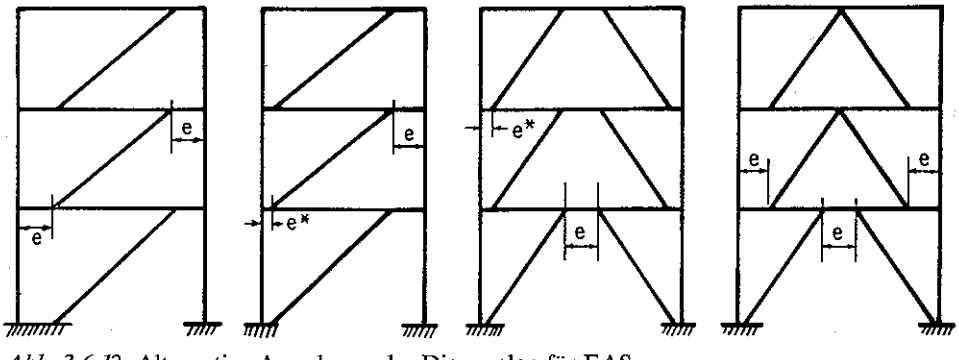


Abb. 3.6.12: Alternative Anordnung der Diagonalen für EAS.
Alternative Bracing Arrangements for EBFs.

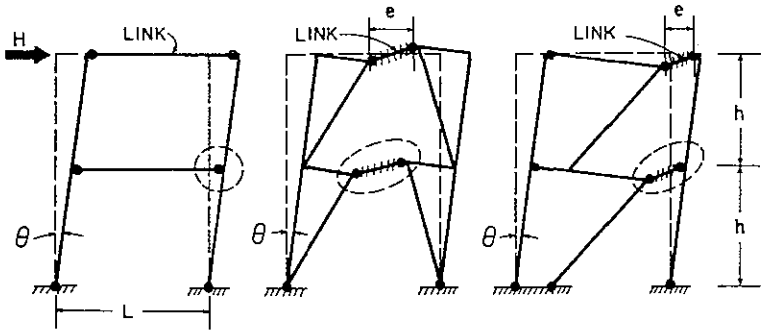


Abb. 3.6.13: Kinematische Verformungen für BSR- und EAS-Systeme.
Kinematically Admissible Deformations for MRSF and EBFs.

des Link-Bereichs einen bedeutenden Einfluß auf die elastische Seitensteifigkeit des EAS (Abb. 3.6.14). Bei zentrisch ausgesteiften Systemen ohne versetzt angeschlossene Streben oder e = 0 ist die Steifigkeit optimal. Hingegen weisen rein biegesteife Rahmen, mit e = L, eine minimale Steifigkeit auf. Tatsächlich ist für Link-Bereiche, die größer als ca. 0,5 L sind, der Einfluß der exzentrischen Aussteifung unbedeutend. Im Gegensatz dazu ist die Versteifung bei kurzen Link-Bereichen beträchtlich und ermöglicht die Wahl der Linklänge zur Begrenzung der horizontalen Verformung im Gebrauchszustand.

Ein Vergleich der Kinematik der Verformungen bei typischen BSR- und EAS-Systemen zeigt Abbildung 3.6.13. Beide Systeme weisen eine Gesamtverschiebung der Stockwerke von $\Theta \cdot h$ auf und geben einen klaren Hinweis auf die Größenordnung der Duktilitätsanforderungen der Riegel (Hjelmstad und Popov 1983). Es ist offensichtlich, daß bei biegesteifen Rahmen die Anforderungen an die lokale Duktilität am geringsten sind (plastische Gelenkverdrehung von Θ). Bei den EASs sind die Link-Bereiche bedeutend größeren Verdrehungen ausgesetzt. Bei der Auslegung der Konstruktionen können die plastischen Drehwinkel der EASs wie dargestellt anhand der Mechanismen (Abb. 3.6.15) bestimmt werden. Der nominale Knotendrehwinkel γ_p bleibt der gleiche, egal, ob sich ein derartiger Link-Bereich durch plastische Stabendgelenke oder durch Schubverformungen entwickelt. Die Drehwinkel hängen lediglich von der maximalen Stockwerksverschiebung und den Systemabmessungen ab. Für gleiche Stockwerksverschiebungen, Spannweite und Linklängen sind die Anforderungen an die Duktilität eines einzelnen Link-Bereichs bei V-Verbänden (Abb. 3.6.15b) nur halb so groß wie für einen Link-Bereich eines exzentrischen K-Verbandes (Abb. 3.6.15a). Zu beachten ist hierbei, daß bei stützennahen Knoten die Linkslänge ab der Stützeninnenseite gemessen wird.

Aufgrund der Effizienz kurzer Links, Energie zu dissipieren, wird empfohlen, die Länge e eines Querkraftanschlusses wie folgt zu dimensionieren:

$$e \leq 1{,}6\ M_p\ /\ V_p,$$

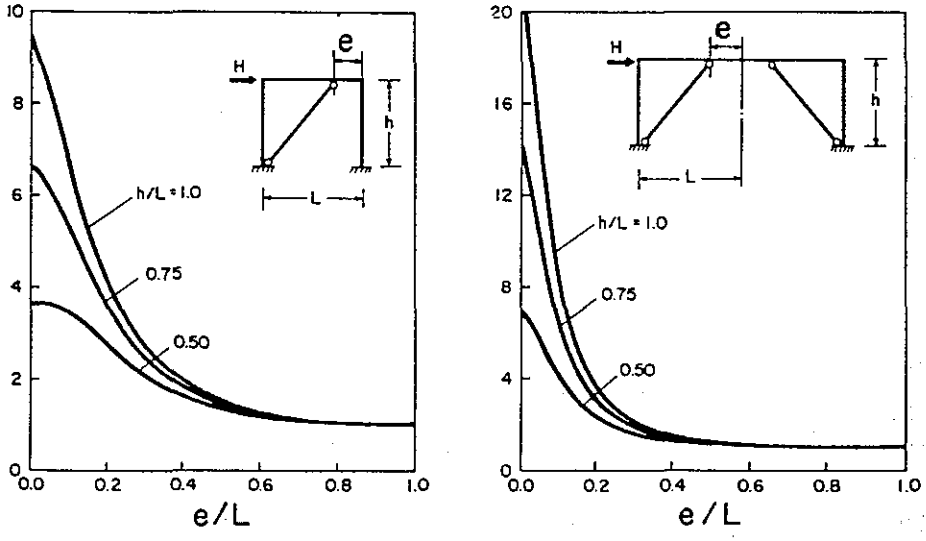


Abb. 3.6.14: Relative Steifigkeit bei unterschiedlichen Geometrien (e/L).
Lateral Stiffness versus Relative Link-length.

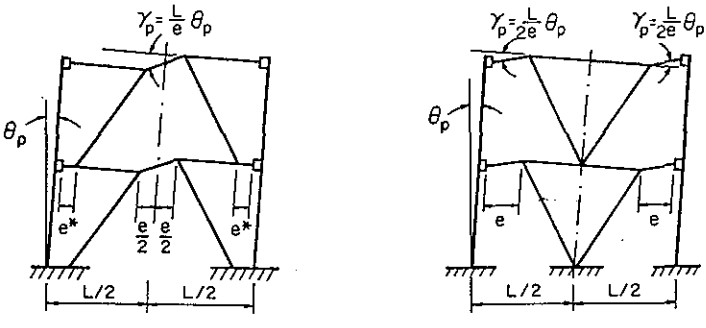


Abb. 3.6.15: Energiedissipationsmechanismen für EAS mit K- und V-Verbänden.
Energy Dissipation Mechanisms for EBFs.

wobei M_p das plastische Moment eines Breitflanschträgers und $V_p = 0{,}55 \cdot F_y \cdot d \cdot t_w$ ist. F_y ist hierbei die Fließgrenze von Stahl, d ist die Trägerhöhe und t_w die Stegdicke.

Links mit einer Länge zwischen M_p/V_p und 1,3 M_p/V_p haben sich als besonders wirkungsvoll erwiesen. Experimente haben gezeigt, daß Links, die mit gut ausgesteiften Stegen als Schaubfelder wirken, unter zyklischer Beanspruchung eine Winkelverdrehung γ von bis zu $\pm$ 0,10 rad ohne Strukturversagen (structural failure)

ertragen können. Um jedoch Schäden zu minimieren, wird eine Begrenzung dieser Rotation auf ± 0,06 rad empfohlen. In dieser Größenordnung treten nur bemerkenswert kleine Schäden an Fußböden auf. Um ein gutmütiges inelastisches Schubverhalten zu gewährleisten, wird als Abstand der Steifen im Link empfohlen (Kasai und Popov 1986b):

$$a = 38 \cdot t_w - d/5 \quad \text{für} \quad \gamma = \pm\, 0{,}06 \text{ rad}$$

und

$$a = 56 \cdot t_w - d/5 \quad \text{für} \quad \gamma = \pm\, 0{,}03 \text{ rad}$$

Für Zwischenwerte von γ ist es zweckmäßig, zu interpolieren. Wenn Links nicht ausreichend ausgesteift werden, resultiert dies in einer drastischen Reduktion der Energiedissipation und Widerstandsfähigkeit, wie in Abbildung 3.6.16 dargestellt.

Links mit einer Länge $e \geq 2{,}6\ M_p/V_p$ plastifizieren in erster Linie durch Biegung und bewirken bedeutend weniger plastische Rotation als kurze Schublinks. Neuere Forschungsergebnisse an langen Links zeigen, daß $\gamma = \pm\, 0{,}02$ rad eine vernünftige Annahme der plastischen Rotationskapazität dieser nicht an Stützen angeschlossenen Biegelinks darstellt. Bei Knoten mit einer Länge $1{,}6\ M_p/V_p \leq e \leq 2{,}6\ M_p/V_p$ spiegeln die Rotationsgrenzen den Übergang vom Plastifizieren auf Schub zum Plastifizieren auf Biegung wider.

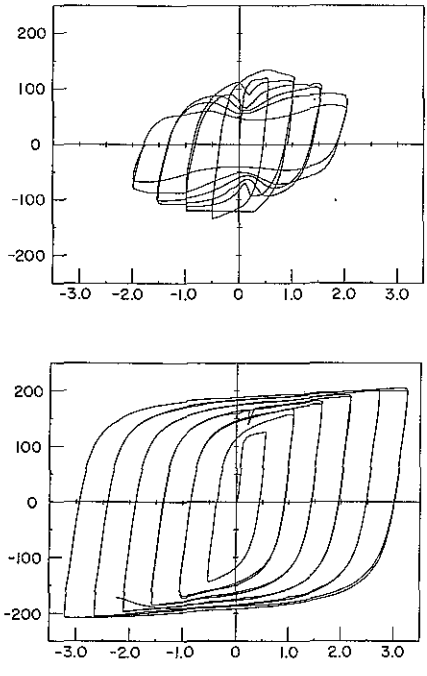


Abb. 3.6.16: Hysteresen für unausgesteifte und ausgesteifte Schub-Links.
Hysteretic Response for Unstiffened and Stiffened Shear Links.

Bei den meisten exzentrisch ausgesteiften Systemen besteht ein einfacher Zusammenhang zwischen den einwirkenden Seitenkräften und der Link-Schubkraft (Kasai und Popov 1986a; Popov et al. 1987)

$$V_{link} = h/L \cdot V_{cum},$$

hierbei sind h und L Stockwerkshöhe bzw. Spannweite. V_{cum} ist die resultierende Stockwerksquerkraft. Bei einem exzentrisch einfach diagonal ausgesteiften Rahmen gemäß Abbildung 3.6.17 sollte anstelle L besser die Länge L' bis zum Momentennullpunkt im Link-Bereich eingesetzt werden. Bei der Dimensionierung der Diagonalstreben sollte die Grenzschubkraft V_{ult} des betreffenden Schub-Links gemäß den vorangegangenen Formeln mit mindestens

$$V_{ult} = 1{,}5\ V_p$$

berücksichtigt werden, um ein vorzeitiges Versagen der Diagonalen auszuschließen.

In den meisten EASs werden große Normalkräfte nicht nur in den Streben und Stützen, sondern auch in den Riegelabschnitten außerhalb der Links erzeugt. Diese Elemente müssen daher als Biegedruckstäbe dimensioniert werden, wobei auf eine adäquate seitliche Aussteifung zwecks Stabilitätssicherung zu achten ist, besonders dann, wenn eine zusammenhängende Decke nicht vorhanden ist.

Die Dimensionierung des Strebenanschlusses an die Knotenbleche sollte so kompakt wie möglich sein, um lokales Beulen der Knotenbleche zu verhindern. Daher sollten, wie in Abbildung 3.6.18 dargestellt, Streben abgeschrägt werden. Außerdem können Steifen an den Rändern erforderlich werden. Die Abbildungen 3.6.18 und 3.6.19 zeigen typische Aussteifungen von Schub-Links. An den Linkenden müssen beidseitig Steifen über die volle Trägerhöhe vorgesehen werden. Gleichmäßig ver-

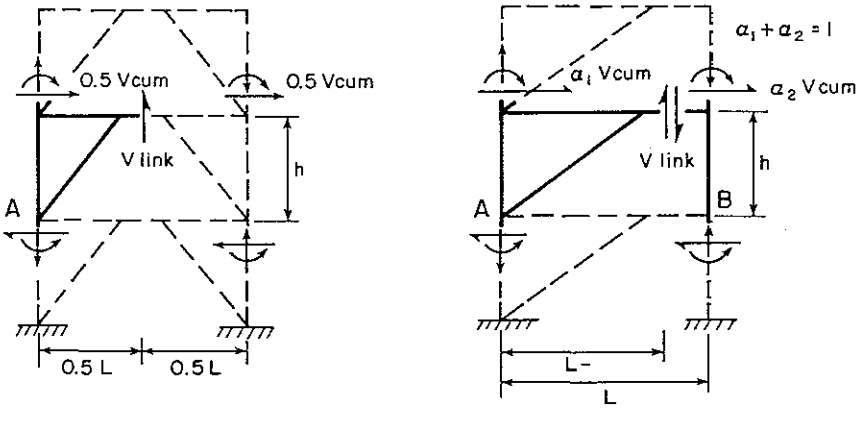


Abb. 3.6.17: Vereinfachte Schnittgrößenermittlung von EAS.
Simplified Static Analysis of EBFs.

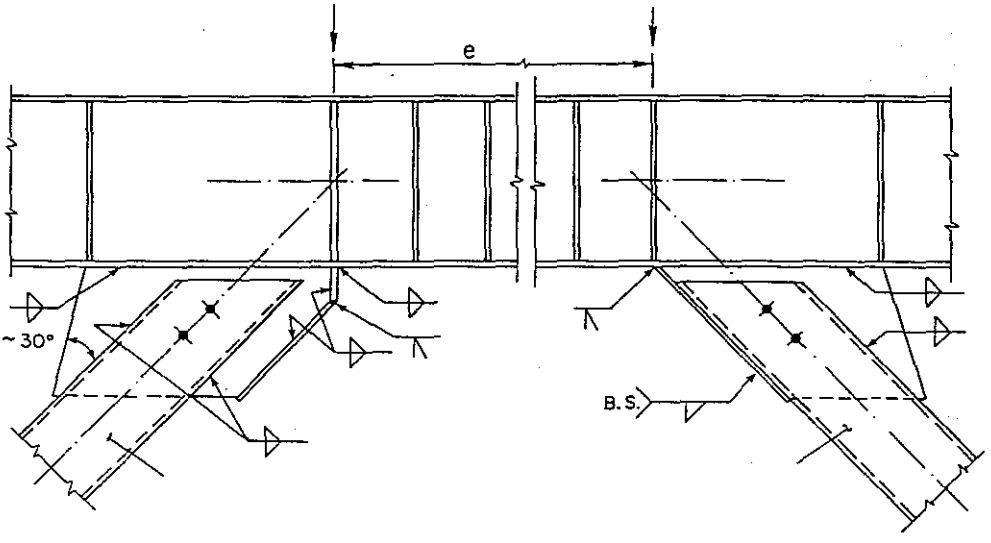


Abb. 3.6.18: Anschluß Rohrstrebe – Link.
Tube-Brace Connection at Shear Link.

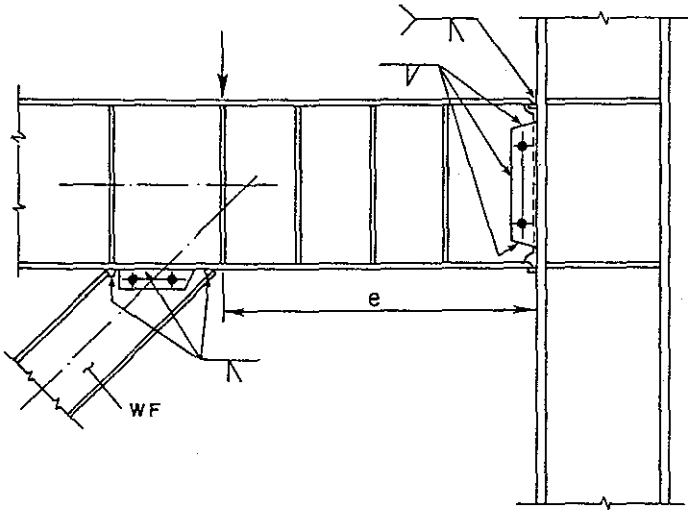


Abb. 3.6.19: Anschlußdetail Stützenlink.
Brace Link Detail Adjacent to Column.

teilte Steifen innerhalb des Links können bei Trägerhöhen kleiner als 60 cm einseitig, sollten aber bei höheren Trägern beidseitig eingebaut werden. Um zusätzlich Flanschbeulen zu verhindern, sollten alle Steifen über die volle Trägerhöhe gehen. Typische planmäßig zentrische Strebenanschlüsse am entgegengesetzten Ende der Diagonale sind in den Abbildungen 3.6.20 und 3.6.21 dargestellt. Ein Diagonalenanschluß an eine biegesteife Riegel-Stützenverbindung wird in Abbildung 3.6.20 gezeigt. Im allgemeinen ist für EASs die Verwendung biegesteifer Riegel-Stützenverbindungen jedoch nicht unbedingt erforderlich, sofern die Links nicht direkt neben den Stützen angeordnet werden (Abb. 3.6.19).

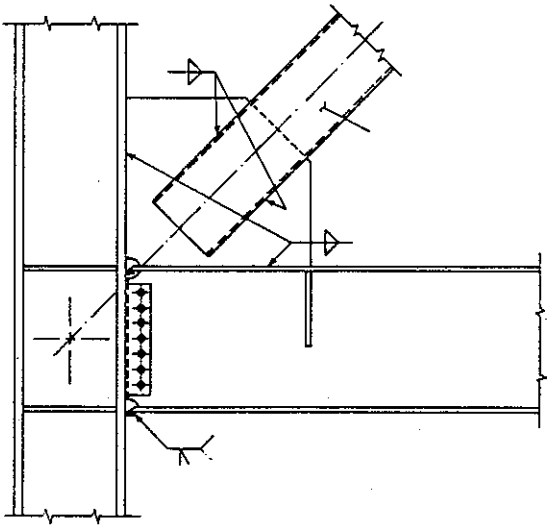


Abb. 3.6.20: Anschlußdetail Rohrstrebe und biegesteifer Rahmenknoten.
Concentric Brace Beam-Column Moment Connection.

3.6.5 Stahlhochhäuser

Der Entwurf vielgeschossiger Systeme unter Erdbebenbeanspruchung macht eine Betrachtung sowohl der Charakteristika der Baugrundbewegung als auch der dynamischen Struktureigenschaften erforderlich. Baugrundbewegungen, wie sie durch Erdbeben hervorgerufen werden, sind Zufallsprozesse; sie können jedoch aufgrund eingehender Studien zahlreicher früherer Erdbeben für Dimensionierungszwecke hinreichend genau beschrieben werden. Den Ingenieur interessieren deshalb beim

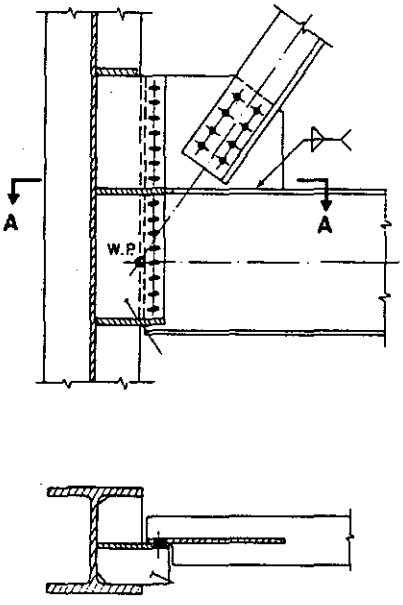


Abb. 3.6.21: Anschlußdetail Strebe und gelenkige Riegel-Stützen-Verbindung.
Brace at Non-Moment Beam-Column Connection.

Entwerfen unter Berücksichtigung von Erdbebenbeanspruchungen in erster Linie die dynamischen Struktureigenschaften.

Die Entwicklung digitaler Hochleistungsrechner in den letzten 20 Jahren und die Möglichkeit der Strukturidealisierung zur Erstellung eines Computermodells des Tragwerks erlauben heutzutage die Berechnung des elastischen und bei bestimmten Systemen des plastischen Systemverhaltens unter Erdbebeneinwirkung. Die Genauigkeit der Ergebnisse hängt jedoch in hohem Maße von der Diskretisierung der System- und Gründungseigenschaften des Rechenmodells ab. Um die Genauigkeit der Rechenergebnisse zu bestimmen und Informationen über dynamische Struktureigenschaften zu sammeln, besonders wenn diese Tragwerke neuartige Entwurfsmerkmale aufweisen, ist eine Reihe dynamischer Tests an Tragwerken in Originalgröße durchgeführt worden (Bouwkamp und Rea 1970; Hudson 1962; Rea et al. 1968 und 1971; Stephen et al. 1973 und 1978; Petrovski et al. 1976).

Vergleichsuntersuchungen haben gezeigt, daß numerisch berechnete Frequenzen und Eigenformen größtenteils sehr gut mit den experimentell bestimmten Werten übereinstimmen. Bei diesen Berechnungen müssen allerdings die tatsächlichen Knotensteifigkeiten der Riegel-Stützenverbindungen, wie sie in BSRs vorkommen, der Aussteifungseffekt aus der Verbundwirkung mit den Decken sowie die Gründungs- und Bodensteifigkeiten berücksichtigt werden. Die Analysen wurden mit früheren Versionen von Computerprogrammen, wie SAP 90 und ETABS (SAP 90, 1989 und ETABS, 1989), durchgeführt.

3.6.6 Stahlbeton-Verbundbauweise

In den letzten Jahrzehnten wurde die Verbundbauweise weiterentwickelt und hat eine breite Anwendung in Systemen gefunden, die traditionell dem reinen Stahlbau vorbehalten waren. In erdbebengefährdeten Regionen Japans und Neuseelands sind Verbundkonstruktionen – ausgeführt als Stahlbetonriegel – und Stützen mit einbetonierten Walzprofilen – eingesetzt worden.

Umfangreiche Forschungen in Westeuropa haben die Effizienz von Walzprofilen mit ausbetonierten Kammern gezeigt; dies sowohl vom planerischen Standpunkt aus betrachtet als auch unter dem Aspekt, die von der Norm geforderten Brandschutznachweise sowohl für Stahlstützen als auch -riegel zu erfüllen. Die Riegel wirken hierbei in der Regel in Verbund mit der Massivdecke, die mit oder ohne Profilbleche ausgeführt sein kann.

In letzter Zeit wurden experimentelle Studien über den Erdbebenwiderstand von Riegel-Stützenverbindungen aus Verbundbauteilen durchgeführt. Diese Studien standen unter der Schirmherrschaft von ARBED, Luxemburg, und der Europäischen Gemeinschaft (SRCS) (Ballio et al. 1990). Die Resultate haben das Potential der Verbundbauweise unter Erdbebenlasten demonstriert, vorausgesetzt, die Riegel-Stützenverbindungen sind gut durchkonstruiert. Beton in den zuvor beschriebenen Stegschubfeldern der Rahmenstützen steigert die örtliche Steifigkeit und verzögert das Auftreten von Schubfließen im Stützensteg. Nach Versagen des Betons in diesem Abschnitt kann jedoch Schubfließen des Stahlstegs unerwünschte Stegverformungen hervorrufen und somit zum Versagen des Stegs führen. Mit dem grundlegenden Ziel im erdbebensicheren Bauen, Stützenversagen zu verhindern, sind Verstärkungen des Steges zu empfehlen.

In Hinsicht auf die Verbundwirkung zwischen Riegeln und Deckenplatten im Knotenbereich ist festzustellen, daß die Deckenplatte nur einen geringen Beitrag zur Aufnahme des Riegelmomentes infolge Erdbeben leisten kann. Somit muß grundsätzlich der ausbetonierte Verbundträger die Riegelduktilität aufbringen. Im direkten Anschlußbereich wirkt praktisch allein der Profilstahlquerschnitt des Riegels. Erst in einem Abstand, der ungefähr der Riegelhöhe entspricht, kann man von der Wirksamkeit des Verbundquerschnitts ausgehen. Biegespannungen in diesem Abschnitt sind kleiner als im direkten Anschlußbereich an die Stütze. Also wird Stahlfließen von Anfang an auf diesen direkten Riegel-Stützenanschlußbereich begrenzt bleiben. Dieses Verhalten reduziert die potentielle Duktilität dieses Verbundträgerabschnittes. Weitere Studien sind notwendig, um dieses örtlich begrenzte Verhalten zu bewerten und Empfehlungen zur Steigerung der Riegelduktilität zu entwickeln. Eine Möglichkeit wäre, den Kammerbeton über eine Länge bis zum zweifachen der Stahlträgerhöhe wegzulassen.

3.6.7 Hybride Stahlbetonkonstruktionen

Vor allem in Entwicklungsländern, die in erdbebengefährdeten Regionen liegen, ist der Einsatz von Stahlbeton üblich. Unglücklicherweise stürzen dort leider oft Gebäude bei schweren Erdbeben aufgrund von Materialmangel, schlechter Arbeitsqualität und unzureichender Qualitätskontrolle und Bauüberwachung ein. Hierbei spielt typischerweise Stützenversagen infolge unzureichender Verbügelung im Kopf- und Fußbereich der Stütze eine große Rolle. Obwohl Vorschriften die Anforderungen an die Verbügelung vorgeben, zeigt die Realität häufig, daß solche Vorgaben nicht eingehalten werden.

Um die Gefahr derartiger katastrophaler Einstürze zu verringern, könnte der Einsatz sogenannter hybrider Strukturen den Verlust an Leben und Besitz drastisch reduzieren. Diese zur Zeit in Darmstadt untersuchte Lösung basiert auf der Notwendigkeit, ein System zu entwickeln, das die Möglichkeiten und Erfahrungen der lokalen Bauindustrie voll berücksichtigt. Weltweit ist Stahlbeton das am meisten angewandte Konstruktionsmaterial. Daher verbindet das zur Zeit in Darmstadt in Entwicklung befindliche hybride System bewehrte Betonriegel und -platten mit ausbetonierten Stahlrohrstützen. Hierbei bietet das Stahlrohr eine vollständige Ummantelung des bewehrten Stützenbetons. Studien konzentrieren sich dabei auf die Ausbildung von Anschlüssen der Stahlbetonriegel und -platten an die ausbetonierten Stahlstützen. Weitergehende Studien sind notwendig, um, unter voller Einbeziehung der dortigen Bauindustrie, ein Konstruktionssystem zu entwickeln, das die Erdbebenwiderstandsfähigkeit von neuen Tragwerken in Entwicklungsländern in hohem Maße steigert.

3.6.8 Schlußfolgerungen

Bauen in Verbindung mit den Möglichkeiten der EDV eröffnet große Perspektiven beim Einsatz des Stahlbaus. Die heutigen Methoden des Entwurfs und der Berechnung von Stahlbauten in erdbebengefährdeten Gebieten ermöglichen den Einsatz unterschiedlicher Stahlbaukonstruktionen. Sowohl mittels biegesteifer Rahmensysteme (BSRs) als auch zentrisch oder exzentrisch ausgesteifter Systeme (ZASs oder EASs) kann der Ingenieur duktile, energieabsorbierende Tragwerke entwerfen, die in hohem Maße erdbebensicher sind. Dabei sollten vorzugsweise BSRs oder EASs eingesetzt werden. In Flachbauten können auch ZASs eingesetzt werden, vorausgesetzt, daß sowohl die Auslegung des Gesamtsystems als auch die Anschlußdetails angemessen im Entwurf berücksichtigt werden.

Verbundbauweise aus Stahl und Beton, obwohl in erdbebensicheren Konstruktionen bisher weniger angewandt, bietet Perspektiven. Wissenschaftliche Untersuchungen in Westeuropa haben grundlegende Informationen geliefert bezüglich des potentiellen nichtlinearen Verhaltens und der duktilen Möglichkeiten der Riegel-

Stützenanschlüsse biegesteifer Verbundrahmen mit Kammerbeton. Weitere Arbeiten sind notwendig, um verbesserte Entwurfslösungen und Konstruktionsregeln zu entwickeln. Auch die Verwendung von Verbund-Link-Elementen in EASs ist ein vielversprechender Ansatz des Verbundbaus unter Erdbebenbeanspruchung.

Um in Entwicklungsländern den Verlust an Leben und Besitz infolge Erdbeben zu reduzieren, wird der Einsatz eines sogenannten hybriden Tragwerksystems vorgeschlagen. Dieses Tragwerksystem besteht aus durchgehend ausbetonierten Stahlrohrstützen in Verbindung mit üblichen Balken und Decken in Stahlbetonbauweise. Forschungen konzentrieren sich derzeit auf die konstruktive Durchbildung der Riegel-Stützenanschlüsse.

3.6.9 Wissensdefizite

In Hinsicht auf den Einsatz von speziell für Entwicklungsländer geeigneten Bausystemen ist zu vermerken, daß besonders im Bereich der Hybridkonstruktionen, das heißt Stahlbetonkonstruktionen mit Umschnürung der Betonstützen durch Stahlhohlprofile, weitergehende Forschungsarbeiten erforderlich sind. Diese Bauweise ist sowohl geeignet, die Erdbebensicherheit wesentlich zu verbessern als auch die Kenntnisse und Erfahrungen der Bauindustrie in Entwicklungsländern zu integrieren und zu nutzen. Ein Schwerpunkt der noch durchzuführenden Forschung sollte der Aspekt der Verbindungstechnik der Decken und Balken mit Stützen und Wandscheiben sein.

3.6.10 Literatur

Ballio, G., Plumier, A., Thunus, B. (1990): Influence of Concrete on the Cyclic Behavior of Composite Connections, Bericht IABSE Symposium, Brussels.

Black, R. G., Wenger, W. A., Popov, E. P. (1980): Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversal, Report EERC 80-40, University of California, Berkeley, California, October 1980.

Bouwkamp, J. G., Rea, D. (1970): Dynamic Testing and Formulation of Mathematical Models, Earthquake Engineering, Chapter VIII, R. L. Wiegel, Editor, Prentice Hall, New York.

ETABS (1989): Three Dimensional Analysis of Building Systems, Computer Structures Incorporated, Berkeley, California.

Engelhardt, M. D., Popov, E. P. (1989): On Design of Eccentrically Braced Frames, Earthquake Spectra, EERI, Vol. 5, No. 3.

Hjelmstad, K. D., Popov, E. P. (1983): Cyclic Behavior and Design of Link Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. 10.

Hudson, E. E. (1962): Synchronized Vibration Generators for Dynamic Tests of Full Scale Structures, EERL Report, California Institute of Technology, Pasadena, California.

Kasai, K., Popov, E. P. (1986a): A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames, Report EERC 86-01, University of California, Berkeley, California.

Kasai, K., Popov, E. P. (1986b): Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 112, No. 3.

Mallay, J. O., Popov, E. P. (1984): Shear Links in Eccentrically Braces Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 110, No. 9.

Petrovski, J., Stephen, R. M., Gartenbaum, E., Bouwkamp, J. G. (1976): Dynamic Behavior of a Multi-Story Triangular-Shaped Building, Report EERC 76-03, University of California, Berkeley, California.

Plumier, A. (1990): New Idea for Safe Structures in Seismic Zones, Bericht IABSE Symposium, Brussels.

Popov, E. P., Stephen, R. M. (1970): Cycling Loading of Full-Size Steel Connections, Report EERC 70-3, University of California, Berkeley, California.

Popov, E. P., Kasai, K., Engelhardt, M. D. (1987): Advances in Design of Eccentrically Braced Frames, Earthquake Spectra, EERI, Vol. 3, No. 1.

Rea, D., Bouwkamp, J. G., Clough, R. W. (1968): The Dynamic Behavior of Steel Frame and Truss Buildings, American Institute of Steel Construction, Bulletin No. 9, New York.

Rea, D., Shah, A. A., Bouwkamp, J. G. (1971): Dynamic Behaviour of a High-Rise Diagonally Braced Building, Report EERC 71-5, University of California, Berkeley, California.

Recommended Lateral Force Requirements 1988, SEAOC, San Francisco, California.

Roeder, C. W., Popov, E. P. (1978): Eccentrically Braced Frames for Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. 3.

SAP 90 – Structural Analysis Program – A Series of Computer Programs for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Computer Structures Incorporated, Berkeley, California, 1989.

Sedlacek, G., Kuck, J. und Hoffmeister, B. (1990): Entwurf von Verbundbauten in Erdbebengebieten, Bericht IABSE Symposium, Brussels.

Stephen, R. M., Hollings, J. P., Bouwkamp, J. G. (1973): Dynamic Behavior of a Multi-Story Pyramid-Shaped Building, Report EERC 73-17, University of California, Berkeley, California.

Stephen, R. M., Wilson, E. L., Button, M., Bouwkamp, J. G. (1978): Dynamic Behavior of a Pedestal-Base Multi-Story Building, Report EERC 78-13, University of California, Berkeley, California.

Uniform Building Code 1988, International Conference of Building Officials, Whittier, California.

3.7 Komponenten und Einbauten

Horst Wölfel, Manfred Schalk

3.7.1 Zusammenfassung

Erdbebensicheres Bauen ist das Ziel verschiedener nationaler Regelwerke. Wie z. B. Eurocode 8 (Entwurf) und DIN 4149 gelten auch die anderen Codes für Lastannahmen, Entwurf, Bemessung und Ausführung von Bauwerken in Erdbebengebieten. Sie regeln nicht (oder allenfalls ansatzweise) die Auslegung von Komponenten und Einbauten gegen Erdbeben. Lediglich in einigen branchenspezifischen Richtlinien finden sich gelegentlich Hinweise auf die Berücksichtigung des Lastfalls Erdbeben bei Komponenten

Parallel zu diesen Regelwerken für konventionelle Bauten existieren spezielle Regeln für die Erdbebenauslegung von Kernkraftwerken und kerntechnischen Anlagen. Diese decken zusätzlich zur Bautechnik auch die maschinen- und elektrotechnischen Anlagenteile ab, soweit diese sicherheitstechnische Aufgabenstellungen erfüllen. Die hier angegebene grundsätzliche Vorgehensweise kann für Komponenten und Einbauten als derzeitiger Stand der Technik angesehen werden. Es besteht allerdings häufig eine große Diskrepanz zwischen Berechnungsergebnissen für eine vorgegebene Erdbebenintensität und dem tatsächlichen Erscheinungsbild nach einem Erdbeben dieser Intensität (Abschnitt 3.7.3.4), die sich weitgehend auch in Versuchen bestätigt (Abschnitt 3.7.3.5.): Die Berechnung überschätzt die Erdbebenauswirkungen.

Eine abgestufte Übertragung des Auslegungsstandes aus dem kerntechnischen Bereich auf den konventionellen Anlagenbau ist bisher nicht vollzogen. Voraussetzung für eine solche Übertragung ist zunächst eine Sicherheitsphilosophie, die eine schutzzielorientierte Klassifizierung der Komponenten und Einbauten ermöglicht und dieser das erforderliche Maß an Erdbebensicherheit zuordnet. Anders als bei Kernkraftwerken, bei denen die Diskrepanz zwischen Berechnung und Wirklichkeit (obwohl unbefriedigend) wegen des Primats der Sicherheit bis zu einem gewissen Grade tolerierbar erscheint, ist es bei konventionellen Anlagen unbedingt erforderlich, realitätsnahe Auslegungs- und Nachweisverfahren anzugeben, die – ähnlich wie

bei konventionellen Bauwerken – einen angemessenen und wirtschaftlich vertretbaren Erdbebenschutz sicherstellen.

Abschnitt 3.7.4 enthält weitere Hinweise auf Punkte, die bei der Erarbeitung eines angemessenen Auslegungskonzeptes im konventionellen Anlagenbau berücksichtigt werden sollten. Abschnitt 3.7.2 versucht zuvor, durch Definitionen und Abgrenzungen, Klärung der Voraussetzungen und grundsätzliche Anmerkungen zu einem Auslegungskonzept die Voraussetzungen zu schaffen, um in Abschnitt 3.7.3 den Stand der Technik darstellen und bewerten zu können.

3.7.2 Grundlagen

3.7.2.1 Definitionen und Abgrenzungen

Unter *Komponenten im engeren Sinne* werden verstanden: Techniche Anlagenteile, die auf oder in einem tragenden Bauwerk (das auch Schutzfunktion haben kann) angeordnet sind. Dazu zählen haustechnische, verfahrenstechnische, maschinentechnische, elektrotechnische Anlagenteile wie Behälter, Rohrleitungen, Armaturen, Apparate, Hebezeuge, Maschinen und Aggregate, Schalteinrichtungen, Kabeltrassen, jeweils mit lokaler Stütz- oder Halterungskonstruktion. Komponenten sind im allgemeinen Teile eines Gesamtsystems oder einer Gesamtstruktur.

Komponenten im weiteren Sinne sind auch technische Anlagenteile, die direkt auf oder im Baugrund gegründet sind oder die gegenüber der Tragkonstruktion dominieren. Hierzu zählen zum Beispiel Tanks, Rohrleitungen, teilweise Silos, Elektrofreileitungen, Transformatoren, jeweils mit ihrer Trag- und Gründungskonstruktion.

Der Begriff *Einbauten* wird häufig synonym für Komponenten (im engeren Sinne) verwendet. Hier sollen darunter verstanden werden: sekundäre Bauteile, die nicht zur tragenden Baustruktur gehören, wie zum Beispiel Trennwände, abgehängte Decken, Kamine, Fassadenelemente, Balkone, Erker, jeweils mit ihren Halterungskonstruktionen.

Dem strukturmechanischen Verhalten nach sind Komponenten und Einbauten (im engeren Sinne): Unterstrukturen eines tragenden Bauwerks, die indirekt über das Bauwerk erregt werden und abhängig von Massenverhältnis, Abstimmungsverhältnis sowie der Komplexität der Anbindung entkoppelt oder nur zusammen mit der Hauptstruktur untersucht werden können.

Die Komponenten im weiteren Sinne sind als selbständige Einheit ähnlich den Bauwerken zu behandeln.

3.7.2.2 Voraussetzungen

Allgemeine Voraussetzungen für eine sinnvolle Erdbebenauslegung von Komponenten und Einbauten sind wie auch bei Bauwerken:

- Angaben zur seismischen Belastung am Standort in Form geeigneter ingenieurseismischer Kenndaten.
- Ausreichender Ausbildungsstand der Ingenieure und Konstrukteure.
- Vereinbarungen über zu erreichende Schutzziele, das heißt im weiteren Sinne ein Auslegungskonzept (Abschnitt 3.7.2.3). Dies muß bei Komponenten auch die systemtechnischen Zusammenhänge der Gesamtanlage berücksichtigen, um Auslegungslücken zu vermeiden.

Spezielle Voraussetzung ist die Erdbebenauslegung des tragenden Bauwerks selbst, so daß dies folgende Anforderungen nach dem Erdbeben erfüllt:

- Globale Standsicherheit des Gesamtbauwerks.
- Lokale Standsicherheit am Aufstellort der Komponente.
- Begrenzung der Verformungen, vor allem Relativverformungen, soweit für die Schutzziele der Komponenten erforderlich.
- Ausschluß von Folgeschäden aus dem Versagen nicht gegen Erdbeben ausgelegter Bauteile oder Einbauten.

3.7.2.3 Auslegungskonzept

Basis für ein Auslegungskonzept ist die Festlegung von Schutzzielen, aus denen sich eine Klassifizierung der Komponenten, deren Auslegungsziele sowie letztlich der angemessene Detaillierungsgrad der Auslegung ableiten lassen.

Die Schutzziele ergeben sich aus einer Bewertung des mit einem eventuellen Erdbebenschaden verbundenen Risikos als Produkt aus der Eintretenswahrscheinlichkeit des Schadensereignisses (Eintretenshäufigkeit eines Erdbebens unterschiedlicher Intensität, gefaltet mit der Versagenswahrscheinlichkeit der Komponente als Funktion der Intensität) und dem Schadensumfang (Verlust an Menschenleben, gesundheitliche Schäden, Umweltschäden, wirtschaftliche Schäden). Dabei kann die Höhe des akzeptierten Risikos in einzelnen Ländern unterschiedlich sein, abhängig von wirtschaftlichen, zivilisatorischen und kulturellen Gegebenheiten.

Dieser Grundgedanke gilt natürlich insgesamt für die Erdbebenauslegung (noch allgemeiner: Katastrophenauslegung), er wird aber bei Komponenten und Einbauten außerhalb des Bereichs Kerntechnik noch nicht konsequent verfolgt. Erforderlich ist somit eine Klassifikation der Komponenten einer Anlage nach den Kriterien:

- Seismische Gefährdung (Eintretenshäufigkeit bestimmter Intensitäten).
- Konstruktion/Schwingungsempfindlichkeit (Versagenswahrscheinlichkeit).
- Inhaltstoffe/Drücke/systemtechnischer Zusammenhang (Personenschäden, Umweltschäden).
- Wert/wirtschaftliche Bedeutung (wirtschaftliche Schäden).

Danach ergeben sich die Auslegungsziele:

- Standsicherheit,
- Integrität,
- Funktionsfähigkeit,

die – abhängig von den einzelnen Klassifikationskriterien, insbesondere der Höhe der seismischen Belastung – auf unterschiedlichen Stufen der Auslegung (Detaillierungsgrad) erreicht werden können:

- Ausschließlich Beachtung konstruktiver Grundregeln (horizontale Lastabtragungsmöglichkeiten, Ausschluß von Zwängungen).
- Berechnung aufgrund einfacher ersatzstatischer Belastungen („Erschütterungszahl").
- Vereinfachte quasidynamische Berechnung nach einem „Code".
- Detaillierte dynamische Berechnung und Bemessung oder experimenteller Nachweis.

3.7.3 Zum Stand der Technik

3.7.3.1 Übersicht

Grundsätzlich ist festzustellen, daß die Erdbebenauslegung von Komponenten und Einbauten im Bereich der Kerntechnik durchgängig geregelt ist und sowohl national als auch international als derzeitiger Stand der Technik angesehen werden kann. Die Proceedings der internationalen SMiRT-Konferenzen 1971 bis 1989 beispielsweise belegen dies. Demgegenüber ist die Erdbebenauslegung von Komponenten des konventionellen Bauwesens und Anlagenbaus nur ansatzweise geregelt und weitgehend unüblich.

In manchen Fällen impliziert die Auslegung gegen Lasten des Normalbetriebs oder betriebliche und äußere Störfälle auch eine gewisse Erdbebensicherheit. Beispiele hierfür sind:

- Wind, Explosionsdruckwelle (Chemie-Reaktoren, Tanks)
- Zündaussetzer (Motoren)
- Druckstöße, Wasserschlag (Rohrleitungen, Ventile, Behälter)
- Unwucht, Kurzschluß (Turbinen, Zentrifugen)
- Schock, Waffenwirkung (Schutzraumeinbauten)

Ausgangsbasis für die im folgenden durchgeführte Bestandsaufnahme sind für Komponenten und Einbauten im konventionellen Bauwesen und Anlagenbau:

- Nationale Erdbebenvorschriften (Codes: z. B. IAEE 1988; DIN 4149, 1981)
- Eurocode 8 (Entwurf 1988)
- Branchenspezifische Richtlinien oder Empfehlungen (z. B. 12. BImSchV 1988; Silohandbuch 1988; API Standard 650, 1980)

Die Regelwerke der Kerntechnik

- KTA-Regeln (KTA 2201, 1990),
- USNRC-Regulatory Guides und
- ASME-Code, Div III

erweitern diesen Stand hinsichtlich einer geschlossenen, detaillierten Vorgehensweise und hinsichtlich Komponenten. Spezifikationen legen in Ergänzung zum allgemeinen Regelwerk Details für eine einheitliche Nachweisführung bei speziellen Anlagen fest (z. B. Fachanweisung EWW). Hierzu können auch Konstruktions- und Verlegevorschriften gehören (z. B. KWU 1982). Schadensberichte und -analysen historischer Erdbeben (Benfer et al. 1973; Kawasumi 1968; KWU-Berichte 1978, 1980) dokumentieren Versagensarten und zeigen Konstruktionsdefizite auf.

Gezielte, großmaßstäbliche Versuche ergänzen die Schadensanalysen durch Verifizierung der rechnerischen Auslegung und dienen mit diesen zur Eichung von Auslegungsverfahren (Haas et al. 1985; Berichte HDR-Sicherheitsprogramm 1983, 1987, 1988; Henkel et al. 1990).

Risiko- bzw. Sicherheitsanalysen lassen durch Verfolgung der Ereignisabläufe (Versagensketten) Schwachstellen erkennen (GRS 1990; Klein und Schalk 1985).

Die folgenden Ausführungen stützen sich vorzugsweise auf den deutschen (europäischen) Erfahrungsbereich.

3.7.3.2 Klassifizierung und Auslegungsziele

Im Regelwerk für den kerntechnischen Anlagenbau ist das Auslegungskonzept auch für Komponenten festgelegt. Bei deutschen Anlagen stützt sich die Klassifikation auf die Leitlinien der Reaktorsicherheitskommission (RSK-Leitlinien). Der Auslegungsbedarf einzelner Anlagenteile gegen Erdbeben ist dann in KTA 2201.1 + 4 (1990) grundsätzlich und in Systemspezifikationen im Detail geregelt.

Im deutschen Regelwerk für den konventionellen Anlagenbau finden sich nur wenige Hinweise, die zur Klassifizierung und zur Festlegung von Auslegungszielen verwendbar wären: Am wichtigsten erscheint die Störfallverordnung (12. BImSchV 1988), die unter Sicherheitspflichten des Anlagenbetreibers auf die zu berücksichtigende Gefahrenquelle Erdbeben verweist. Hinweise zur Realisierung dieser Sicherheitspflicht werden nicht gegeben. Eine umfangreiche Stoffgruppenliste (Anhang zu 12. BImSchV 1988) könnte aber als Grundlage für eine Klassifikation der umschließenden Komponente genutzt werden. In ähnlicher Weise könnte auch die Druckbehälterverordnung (DruckbehV 1989), die Nachweis- und Prüfumfang für Behälter

und Rohrleitungen von der Höhe des Druckes und dem Volumen abhängig macht, als Klassifikationshilfe dienen.

3.7.3.3 Auslegung nach Regelwerken und Arbeitsrichtlinien

Kernkraftwerke und kerntechnische Anlagen

Der Stand der Technik ist in der KTA-Regel 2201.4 zusammengefaßt. Diese enthält grundsätzliche Anforderungen an Verfahren zum Nachweis der Erbebensicherheit von maschinen- und elektrotechnischen Komponenten und gibt explizit Verfahren an. Es werden sowohl rechnerische als auch experimentelle Nachweisverfahren behandelt und auch alternative Nachweismöglichkeiten wie Analogiebetrachtung oder Plausibilitätsbetrachtung zugelassen.

Für die rechnerische Auslegung wird zunächst die Ermittlung der Anregung am Aufstellort der Komponente behandelt, wobei neben den dynamischen Rechenverfahren auch ein Ersatzverfahren zur Ermittlung von Gebäude-Antwortspektren explizit angegeben wird. Das Kapitel über die mechanische Systemanalyse enthält zunächst Hinweise zur Modellabbildung mit Angaben zu den Dämpfungen. Danach wird die Ermittlung der Erdbebenschnittgrößen detailliert behandelt, sowohl mittels dynamischer Berechnung als auch mittels eines Ersatzverfahrens (quasistatisch/quasidynamisch). Im Kapitel über die Beanspruchungsanalyse schließlich finden sich detaillierte Angaben zur Beanspruchungsabsicherung (Zulässigkeitsnachweis), teilweise unter Bezugnahme auf komponentenspezifische Regeln. Überwiegend wird auf Spannungsabsicherungen bei linear elastischer Berechnung abgestellt. Nichtlineare Berechnungen und Dehnungsabsicherung sind zulässig, aber nicht detailliert geregelt.

Was die dynamische Berechnung anbelangt, zielt KTA 2201.4 speziell auf Komponenten, die in einem tragenden Gebäude angeordnet sind. Für die Komponenten im weiteren Sinne (Abschnitt 3.7.2.1), die selbständige Konstruktionen sind, kann KTA 2201.3 (bauliche Anlagen) sinngemäß angewendet werden. Hier werden auch Bauteile behandelt. Die experimentellen Nachweismethoden stehen in KTA 2201.4 gleichberechtigt neben den rechnerischen Methoden und sind entsprechend detailliert geregelt. Anforderungen an den Versuchsaufbau, an die Anregung und an die Bewertung der Meßergebnisse sind für verschiedene Verfahren (statische Tests, freie Schwingungen, erzwungene Schwingungen mit Monofrequenz-, Mehrfachfrequenz-, Rausch- oder Zeitverlaufserregung) angegeben. Für Nachweise durch Analogie- oder Plausibilitätsbetrachtung werden die Grundgedanken bereitgestellt. Explizit ist dieses Vorgehen nicht regelbar.

Konventionelle Anlagen

Zur Auslegung von Komponenten und Einbauten konventioneller Anlagen gegen Erdbeben gibt es kein Regelwerk, sondern allenfalls Ansätze oder branchenspezifi-

sche Festlegungen: Die nationalen Erdbebenvorschriften (IAEE 1988) wie auch DIN 4149 (1981) schließen Komponenten entweder explizit aus, oder sie sind für Komponenten nicht, nur teilweise oder nur sinngemäß anwendbar. Hinweise für die Behandlung von Bauteilen sind meist enthalten, z. B. Abschnitt 3.7.8.4 von DIN 4149; die dortige Festlegung ist jedoch nach Auffassung von Fachleuten (z. B Müller et al. 1984) nur eine Minimalforderung, da der Unterschwingereffekt nicht hinreichend berücksichtigt wird.

Im Silohandbuch (1988) wird die Anwendung von DIN 4149 auf Silos erläutert und mit Beispielen belegt. In Eurocode 8 (1988), Entwurf, ist Teil 4 für selbständig gegründete Komponenten wie Silos, Tanks, Rohrleitungen vorgesehen. Komponenten als Unterstrukturen fehlen bisher.

Zur Erdbebensicherheit von Lagertanks liegen seit den grundlegenden Arbeiten von Housner viele Veröffentlichungen vor, die teilweise in nationale Erdbebenvorschriften und branchenspezifische Standards (z. B. API 650, 1980) eingegangen sind. Am aktuellsten dürften die österreichischen Empfehlungen (Scharf et al. 1989) sein, in denen der bisherige Kenntnisstand aufgearbeitet und durch zahlreiche Referenzen, wie zum Beispiel auch Priestley (1986), belegt ist.

In der FDBR-Richtlinie (1987) für Kraftwerksrohrleitungen wird die Berücksichtigung der „Sonderlast" Erdbeben dem Betreiber anheimgestellt. Hinweise zu Rechenverfahren gibt es nicht, die Spannungsabsicherung ist jedoch per Gleichung geregelt, wenngleich extrem konservativ. In der AGFW-Richtlinie (1989) für Fernwärmeleitungen findet sich kein Hinweis auf Erdbeben, es werden aber formal gleiche Spannungsabsicherungen wie in FDBR-Richtlinie (1989) angeboten. Auch in TRR1 (1989) wird Erdbeben nicht erwähnt, und ähnlich sind die Verhältnisse bei anderen nationalen und internationalen Regeln des Anlagenbaus.

In der Ingenieurpraxis verlangen gelegentlich Betreiber aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen eine Erdbebenauslegung verschiedenster Komponenten, wenn die Anlage in seismisch aktiverem Gebiet errichtet wird. Die Berechnungen werden dann entsprechend dem Stand der Technik in Anlehnung an das kerntechnische Regelwerk durchgeführt. Für derartige Komponenten wünschenswert wären Regelungen, die am realen Schadensbild stärker geeicht sind (z. B. über entsprechende Verhaltensfaktoren) sowie Auslegungsmöglichkeiten im Sinne vereinfachter Maßnahmen:

- einfache ersatzstatische Auslegung („Erschütterungszahl") und
- Auslegung nur durch Einhaltung von Konstruktionsregeln (vgl. Abschnitt 3.7.2.3),

die auch das Zusammenwirken mit dem Gebäude (Belastungsweiterleitung, Wechselwirkung Gebäude/Komponente) hinreichend erfassen. Chen und Soong (1988) haben die theoretischen Aspekte bei der Behandlung von Unterstrukturen noch einmal systematisch anhand umfassender Literatur-Auswertung aufgezeigt, und es wird auf die bislang unzureichende Umsetzung in Regelwerke hingewiesen.

3.7.3.4 Erfahrungen aus Erdbebenschäden

Einige den Verfassern vorliegende Erdbeben-Schadensberichte, zum Beispiel Kawasumi (1968): Niigata 1964; Benfer et al. (1973): San Fernando 1971; Gülkan et al. (1976): Muradiye-Caldrian 1976; KWU-Berichte (1978, 1980); DGEB-Schadensberichte; Yanev (1972); Wölfel und Schalk (1980) enthalten auch Dokumentationen über Komponentenversagen und den Zustand von Komponenten nach dem Erdbeben. In Benfer (1973) konstatiert beispielsweise die Schadensanalyse fehlende Mitwirkung des Erdbebeningenieurs bei der Ausstattung von erdbebensicheren Gebäuden mit Komponenten und Einbauten. Die Dokumentation gibt vielfältige Schadensbilder wieder, welche zur Bewußtseinsbildung des mit der Erdbebenproblematik nicht vertrauten Planers und Konstrukteurs hilfreich sind.

Allen Untersuchungen und Auswertungen gemeinsam sind folgende Erkenntnisse:

- Komponenten ertragen im allgemeinen wesentlich höhere Erdbebenerschütterungen, als ihnen bei einer Auslegung nach dem kerntechnischen Regelwerk zugestanden wird. Umgekehrt ist das Schadensbild im allgemeinen wesentlich günstiger als gemäß Auslegung erwartbar. Die rechnerische Auslegung überschätzt also die tatsächliche Erdbebenauswirkung.
- Schäden treten vorzugsweise dann auf, wenn gravierende Konstruktionsfehler (aus Sicht des Erdbebeningenieurs) vorliegen, zum Beispiel Fehlen jeglicher Verankerung, fehlende oder unzureichende Möglichkeiten zur Abtragung von Horizontallasten, Relativbewegungen zwischen Hauptstrukturen mit Zwängungen für verbindende Strukturen, Anschlagen wegen fehlender Spiele oder Halterungen.

Eine über Einzelfeststellungen hinausgehende systematische Auswertung existierender Schadensberichte über Komponenten oder eine entsprechende Dokumentation von Komponenten, welche bekannte Erdbebenbeanspruchungen ertragen haben, ist den Verfassern nicht bekannt. Sie könnte als Dokumentationsunterlage für einen Katalog konstruktiver Richtlinien dienen. In jedem Fall sollten Schadensanalysen und Schadensberichte in Zukunft mehr als bisher den Aspekt „Komponenten" berücksichtigen.

3.7.3.5 Versuchserfahrung

Die Auswertung von Schadensbildern historischer Erdbeben zeigt die Tendenz, daß die übliche Auslegungspraxis unter Anwendung des kerntechnischen Regelwerks (KTA 2201 (1990); USNRC Regulatory Guides; ASME Code 1989; Wölfel 1980, 1981, 1984) die wirklichen Erdbebenauswirkungen stark überschätzt. Es wurden daher Versuchsprogramme durchgeführt zur Verifizierung oder Zuschärfung der Auslegungsverfahren. Beispiele sind

- Untersuchungsserien (Bitner et al. 1983) zur Ermittlung realistischer Dämpfungswerte für Rohrleitungssysteme. Die Ergebnisse haben inzwischen Eingang in die Regelwerke gefunden, wobei in KTA 2201.4 die Werte gegenüber USA vereinfacht und damit konservativ festgelegt wurden.
- Rütteltischversuche an Rohrleitungssystemen (Haas et al. 1985) zur Erfassung von Festigkeitsreserven aufgrund von Plastizieren. Das damit auch verfolgte Ziel der Dehnungsabsicherung gegenüber der üblichen Spannungsabsicherung wurde nicht zu Ende verfolgt und hat bisher keinen expliziten Eingang in das Regelwerk gefunden.
- Rütteltischversuche (Wörner 1985) zur Erfassung von Wechselwirkungen Bauwerk/Komponente hinsichtlich des nichtlinearen Verhaltens an den Verankerungen (Fügestellen). Die Ergebnisse haben noch keinen Niederschlag im Regelwerk gefunden.
- Versuche an 1 : 1-Modellen (Henkel et al. 1990; Hilpert et al. 1989; Leister et al. 1990) zur Ergänzung und Absicherung der Nachweisberechnungen für verfahrenstechnische Prozeßeinheiten (Module) der geplanten deutschen Wiederaufarbeitungsanlage. Neben dem Ziel der experimentellen Absicherung der linearen Berechnung wurde auch der Einfluß von Nichtlinearitäten wie Lagerspiel und Kombination dynamischer Lastfälle untersucht. Insgesamt kam eine sehr detaillierte Analysetechnik aus der Kombination Berechnung/Messung zum Einsatz. Wegen der Aufgabe des Projekts sind die gewonnenen Meßdaten nur unvollständig ausgewertet und konnten damit nicht im angestrebten Umfang zur Bewertung der rechnerischen Auslegung dienen.
- Versuchsreihen SHAG und SHAM innerhalb des HDR-Sicherheitsprogramms (1983, 1987, 1988) zum Vergleich Rechnung/Messung und zur Auslotung von Sicherheitsreserven. Die Ergebnisse belegen zum Teil in eindrucksvoller Weise die Festigkeitsreserven von Komponenten, vor allem Rohrleitungen, gegenüber dem rechnerischen Ergebnis. Eine Umsetzung der Ergebnisse in Regelungen fehlt nach wie vor.

Insgesamt ist festzustellen, daß es vor allem in den letzten zehn Jahren aufbauend auf der Versuchserfahrung verschiedene Ansätze und Initiativen zur realistischeren Erdbebenauslegung von Komponenten gab, zum Beispiel GRS (1983), eine verallgemeinerte Umsetzung in die Auslegungspraxis für kerntechnische Anlagen ist jedoch bisher, von Details abgesehen, nicht erfolgt. Für Komponenten des konventionellen Anlagenbaus sollte dieses Basismaterial jedoch auf jeden Fall nutzbar gemacht und dazu neu ausgewertet werden.

3.7.3.6 Behandlung in der Literatur

Über die Auslegung von Komponenten gegen Erdbeben gibt es zwar eine Fülle von Einzelarbeiten. Es ist aber charakteristisch für ein in sich noch nicht abgerundetes Gebiet, daß so gut wie keine Lehr- und Fachbücher existieren, die den Stoff ordnen

und zusammenfassend darstellen. Ganz im Gegensatz zu Bauwerken, für die etliche hervorragende Fachbücher auf dem Markt sind, zum Beispiel Müller et al. (1984); Newmark et al. (1971); Akiyama (1980); Paulay et al. (1990). Das einzige den Autoren bekannte Buch über aseismischen Anlagenbau (Kos 1983) behandelt explizit nur Hebezeuge und vermittelt keinen allgemeinen Stand der Technik bei Komponenten.

3.7.4 Wissensdefizite und Schlußfolgerungen

Für Komponenten und Einbauten kerntechnischer Anlagen gibt es einen anwendungsfähigen Stand der Technik in Form von Regeln und Richtlinien. Notwendige Zuschärfungen im Sinne größerer Realitätsnähe werden hier jedoch weniger das Anliegen von IDNDR sein. Für Komponenten und Einbauten konventioneller Anlagen dagegen gibt es noch keinen abgerundeten Stand der Technik der Erdbebenauslegung, erst recht kein geschlossenes Regelwerk. Benötigt werden Richtlinien, die ein ausgewogenes Auslegungskonzept beinhalten und Auslegungen auf unterschiedlichem Sicherheitsniveau ermöglichen, wobei hier Realitätsnähe unabdingbar ist. Im einzelnen:

- Formulierung von Schutzzielen im Rahmen einer Sicherheitsphilosophie, die eine risikoorientierte Klassifizierung von Komponenten und Einbauten ermöglicht und dieser das erforderliche Maß an Erdbebensicherheit zuordnet.
- Formulierung von Auslegungsstufen und zugehörigen Anforderungen an die Nachweisführung. Hierbei ist besonderes Gewicht auf vereinfachte Ersatzverfahren zu legen. Die Anwendungsgrenzen vereinfachter Verfahren sind anzugeben.
- Formulierung von Konstruktionsregeln mit vielen Beispielen, die unter Umständen (als unterste Stufe der Auslegung) einen expliziten Nachweis ganz ersetzen. Als Basis sollten Schadensberichte und Versuchserfahrung noch einmal systematisch ausgewertet werden.
- Regelung der Belastungsvorgabe kompatibel zu den einzelnen Auslegungsstufen unter Berücksichtigung der Lastweiterleitung über das Bauwerk, der Wechselwirkung Bauwerk/Komponente und der Wechselwirkung Komponente/Komponente (Entkopplung).
- Erarbeitung von Beurteilungskriterien und gegebenenfalls Ertüchtigungsrichtlinien für bestehende Komponenten und Einbauten, die bisher nicht gegen Erdbeben ausgelegt sind. Ziel sollte hier sein, die Basis für einen schnellen und kostengünstigen Minimalschutz zu schaffen.
- Erarbeitung von Schulungskonzepten, um auch in nicht hochindustrialisierten Ländern Maßnahmen zum Erdbebenschutz von Komponenten vor Ort zielgerichtet und kostengünstig umsetzen zu können.

3.7.5 Literatur

3.7.5.1 Regeln und Richtlinien

AGFW-Richtlinie „Festigkeitsberechnung von Fernwärmeleitungen", 1989 Arbeitsgemeinschaft Fernwärme e. V.

API Standard 650 „Welded Steel Tanks for Oil Storage", Nov. 1980.

ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section III Nuclear Power Plant Components, 1989 edition.

DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Ausführung üblicher Hochbauten, Fassung April 1981.

IAEE (1988): Earthquake Resistant Regulations, A World List – 1988, IAEE (Internat. Ass. for Earthquake Engineering).

Eurocode Nr. 8 (1988): Bauten in Erdbebengebieten – Entwurf und Bemessung – Teil 1 Allgemeines und Gebäude.

Fachanweisung EWW (Errichtungskonsortium Wiederaufbereitungsanlage Wackersdorf) – FAW 056: Erdbebenauslegung von maschinentechnischen Komponenten.

FDBR-Richtlinie „Berechnung von Kraftwerksrohrleitungen", Jan. 1987, Fachverband Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau e. V.

KTA 2201: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen
- Teil 1: Grundsätze, Juni 1990
- Teil 2: Baugrund, Juni 1990
- Teil 3: Auslegung der baulichen Anlagen, Entwurf März 1990
- Teil 4: Anforderungen an Verfahren zum Nachweis der Erdbebensicherheit für maschinen- u. elektrotechnische Anlagenteile, Juni 1990
- Teil 5: Seismische Instrumentierung, Juni 1990
- Teil 6: Maßnahmen nach Erdbeben, Juni 1990.

KWU-Arbeitsbericht R622/19a/82, Verlegerichtlinie für Rohrleitungen < DN 50 der Erdbebenklasse I zur Abdeckung der Betriebs- und EVA-Belastungen (1982).

RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren, aktuelle Ausgabe der GRS.

Silohandbuch, Herausgeber: P. Martens (1988), Verlag Ernst & Sohn.

TRRl, Technische Regeln Rohrleitungen, Entwurf 09/89.

USNRC Regulatory Guides, aktuelle Fassungen.

DruckbehV (1989): Verordnung über Druckbehälter, Druckgasbehälter und Füllanlagen (Druckbehälterverordnung – DruckbehV), Ausgabe Mai 1989.

Zwölfte Verordnung zur Durchführung des Bundesimmissionsschutzgesetzes (Störfall-Verordnung) – 12. BImSchV (Mai 1988).

3.7.5.2 Fachberichte, sonstige Literatur

Akiyama, H. (1980): Earthquake-resistant Limit-state Design for Buildings, University of Tokyo Press

Benfer et al. (1973): San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971, Vol. I B, Scient. Coord. Leonard M. Murphy, Editors Neil A., US Department of Commerce.

Bitner, J. L. et al. (1983): Technical Position on Damping Values for Piping, Interim Summary, Pressure Vessel Research Council New York.

Chen, Y., Soong, T. T. (1988): State-Of-The-Art-Review Seismic Response of Secondary Systems, Eng. Struct., Vol 10, October.

DGEB: Verschiedene Schadensberichte von Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) oder ihrer österreichischen und schweizerischen Schwestergesellschaften, veröffentlicht in den Mitteilungsblättern oder vorgetragen auf den Jahres- oder Gemeinschaftstagungen.

Flade, D., Jehlicka, P., Malcher, L., Schrammel, D., Steinhilber, H.: Erdbebenversuche im Reaktorgebäude, Quick Look Report Nr. 71–87 (1987). Herausgeber KfK.

GRS: Neue Entwicklungen auf dem Gebiet der Auslegung von Kernkraftwerken gegen Erdbeben, Ergebnis der Reise einer BMI/RSK-Delegation in die USA (1983).

GRS: Deutsche Risikostudie Kernkraftwerke Phase B, eine Untersuchung im Auftrag des BMFT, Köln 1990.

Gülkan, P., Gürpinar, H., Celebi, M. (1976): Engineering Report of the Muradiye-Caldrian-Earthquake, Turkey, November 24.

Haas, E., Lockau, J., Müller, G. (1985): Earthquake and aircraft impact simulation testing of piping systems, Nucl. Eng. Des. *85*, 25–29.

Henkel, F.-O., Kennerknecht, H., Leister, P. (1990): Dynamic tests of a chemical process module (video clip), Proc. eurodyn '90, 541–545, preprint.

HDR-Sicherheitsprogramm des KfK, Berichte, z. B.: Jehlicka, P., Platz, G.: Möglichkeiten zur entkoppelten Betrachtung von miteinander verbundenen Komponenten, Auswertebericht Nr. 34–83 (1983), Herausgeber KfK.

Hilpert, H.-J., Henkel, F.-O., Kennerknecht, H. (1989): Analytical and Experimental Investigations of the Dynamic Behaviour of the MAW-Evaporator Module, Trans 10th SMiRT Vol. K2 883–886.

Katzenmeier, G. (1988): 12. Statusbericht Nr. 05.43/88.

Kawasumi, H. (1968): General Report on the Niigata Earthquake of 1964, Publ. Tokyo Electrical Engineering College Press.

Klein, D. und Schalk, M. (1985): Deutsche Risikostudie (DRS) Kernkraftwerke Phase B, Ermittlung von Wahrscheinlichkeiten für erdbebenbedingten Ausfall von Komponenten der Sicherheitssysteme als Beitrag zur Quantifizierung des durch Erdbeben verursachten Risikos. Abschlußbericht 15. November 1985, Wölfel Beratende Ingenieure.

Kos, M. (1983): Aseismischer Anlagenbau, Grundlagen und Anwendungen, Springer Verlag.

KWU-Berichte:

Jungmann: Das Erdbeben in Deutschland, Schwäbische Alb, 03.09.78, Techn. Bericht KWU VRS 1/160/80 vom 03.09.80.

Jungmann: Erdbeben 1978 – Schwäbische Alb, Dokumentation, Dokumentationsbericht KWU VRS 1/159/78 vom 10.11.78.

Jungmann, NN: Verschiedene KWU-Dokumentationen über Komponentenschäden bei Erdbeben (Korinth, Algerien u. a.).

Leister, P., Kennerknecht, H., Henkel, F.-O. (1990): Design of a fast running centrifuge in a slender steel framework by calculation and measurement, Proc. Eurodyn '90, 179–186, preprint.

Müller, F. P. Keintzel, E. (1984): Erdbebensicherung von Hochbauten, 2. Auflage 1984.

Newmark, N. M. Rosenblueth, E. (1971): Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc.

Paulay, T., Bachmann, H., Moser, K. (1990): Erdbebenmessung von Stahlbetonhochbauten, Birkhäuser-Verlag.

Priestley, M. J. N. (Ed.) (1986): Seismic Design of Storage Tanks, Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering.

Scharf, K., Rammerstorfer, F. G., Fischer, F. D. (1989): The Scientific Background of the Austrian Recommendations for Earthquake Resistant Liquid Storage Tank Design. 4th Conf. on Soil Dyn. and Earthquake Eng., Oct. 23–26, 1989, Mexiko City.

SMiRT Conferences 1 to 10 (1971–1989), Transactions.

Wölfel, H. Schalk, M. (1980): Das Erdbeben auf der schwäbischen Alb – Theorie und Wirklichkeit der Erdbebenauslegung. THD-Schriftenreihe Wissenschaft und Technik 16 (Karl-Marguerre-Gedächtnis-Kolloquium).

Wölfel Beratende Ingenieure: Arbeitsberichte für KWU zur Thematik „Realistische Nachweismethoden für Erdbeben". Ber. Nr. A37/1,2,4 (1980, 1981, 1984).

Wörner, J. D. (1985): Ausloten der Sicherheitsreserven in der Übertragungskette Bauwerk – Komponenten bei Erdbeben, Abschlußbericht (König und Heunisch Beratende Ingenieure), eine Untersuchung im Auftrag des BMFT.

Yanev, P. J. (1972): Managua, Nicaragua-Earthquake, Dec. 23.

3.8 Isolationsmechanismen

Gerhard Hirsch

3.8.1 Einleitung

Unter einer seismischen Isolierung oder Basis-Isolierung versteht man eine passive Schwingungskontrolle mit dem Ziel, das auf Federkörpern und Dämpferelementen aufgestellte Bauwerk (Gebäude, Anlage, Brücke usw.) weitgehend von den erdbebenerregten Bewegungen des Untergrundes abzukoppeln und die dynamische Reaktion wirksam herabzusetzen. Im Gegensatz zur elastischen Aufstellung einer Maschine zum Beispiel sind jedoch der Basis-Isolierung im Erdbebenfall natürliche Grenzen gesetzt, denn den relativ hohen Maschinendrehzahlen, bei denen Isoliergrade von annähernd 100 Prozent erreicht werden können, stehen bei seismischer Belastung vorzugsweise niedrige Erregerfrequenzen gegenüber, die eine maschinenähnliche Isolierwirkung unmöglich machen. Extrem weichen Bauwerksaufstellungen stehen unzulässige Nachgiebigkeiten und Bewegungen infolge Windbelastung entgegen. Im Falle einer Basis-Isolierung spricht man besser von einer Schnittstellenoptimierung und strebt an, die dynamischen Antworten, die im Response-Spektrum frequenzbezogen sichtbar werden, durch geeignete Auswahl der Isolierung in Frequenzbereiche mit deutlich geringerer Antwort zu verschieben.

Es versteht sich daher von selbst, daß es für eine Basis-Isolierung keine allgemeingültige Ingenieurpraxis geben kann, denn abhängig vom Ort mit seinen seismischen Eigenschaften und dem Aufbau des zu schützenden Bauwerks (dynamische Eigenschaften: Steifigkeiten, Massen, Dämpfung) werden unterschiedliche und jeweils angepaßte Auslegungen der Isolierungen auszuwählen sein. Die bisher erzielten Erfahrungen, die im wesentlichen positiv sind, sind von den genannten Anpassungsmöglichkeiten abhängig. Das bisher vorliegende Schrifttum ist extrem umfangreich. Richtungsweisend sind vor allem die Ergebnisse der Internationalen Tagungen: 9WCEE 1988, Tokio/Kyoto; ICOSSAR 1989, San Francisco; SMiRT 1989, Anaheim. Bei der hohen Anzahl der Beiträge handelt es sich um theoretische Arbeiten, deutlich geringer ist die Anzahl der Beiträge, in denen die Erkenntnisse auf experimentellem Wege mittels großer Rütteltische gewonnnen wurden, und nur

in geringem Umfang, vor allem aus Japan und den USA, wurden Erkenntnisse zum Thema aus Orginaluntersuchungen bei Erdbeben gewonnen.

Nur zögernd werden solche passiven Maßnahmen durch zusätzliche Maßnahmen passiver Art (Gegenschwinger, Ausbildung von Geschoßdecken als isolierte oder abgestimmte Elemente) oder aktiver Art (Verbindung mit Meß- und Regeleinrichtungen) ergänzt. Erst im kommenden Jahrhundert wird man von dem realisierten „Dynamisch intelligenten Bauwerk" oder der „Aktiven Struktur" sprechen können. Auf dem Wege dahin zeichnen sich sehr interessante Aufgaben für die Forschung und die Entwicklung ab. Dies gilt nicht nur für die generellen Konzepte, sondern auch für die Entwicklungen in den Detailbereichen. Erste orientierende Untersuchungsergebnisse stimmen dabei hoffnungsvoll.

Nachfolgend wird zunächst ein historischer Abriß in Kurzform dargelegt und anschließend daran der Versuch eines „state-of-the-art report" unternommen. Bei der Fülle des vorliegenden Materials kann natürlich nicht alles im einzelnen analysiert werden.

3.8.2 Kurze Zusammenfassung der historischen Entwicklung

Die nachfolgende Zusammenfassung zeigt, wie lange das Konzept einer Basis-Isolierung schon verfolgt wird. Der erste Vorschlag stammt von Kawai aus dem Jahr 1891 (Buckle 1986), basierend auf Rollen. Nach dem Erdbeben in San Francisco schlug der englische Arzt Calantarients (1909) eine Isolierung vor, für welche er Federweiß-(Talkum)Schichten zwischen Gründung und Bauwerk vorsah. Der Isolationsmechanismus beruhte auf der Nachgiebigkeit „Coulombscher Reibung". Im Jahre 1921 wurde das Hotel Imperial in Tokio fertiggestellt. Es überstand das Erdbeben von 1923, weil es auf kurzen Pfählen, die im schlammigen Untergrund steckten, „schwimmend" gelagert war. Damit war die Wirkung einer Basis-Isolierung (nach allgemeinem Verständnis) durch die Natur verifiziert. Erwähnt werden muß hierbei auch die Idee des flexiblen ersten Stockwerks von Martel (1929), welches bei entsprechender Auslegung einer Basis-Isolierung entspricht. Die erste Basis-Isolierung nach heutigem Verständnis wurde 1934 am Gebäude der FUDO-Bank in Japan verwirklicht (Csák 1990). Es wurde das OKA-System eingesetzt.

Nach dem Zweiten Weltkrieg wurde das Erdbeben-Ingenieurwesen und damit auch die Erforschung von passiven Kontrollmaßnahmen einschließlich der Basis-Isolierung vor allem in den Vereinigten Staaten vorangetrieben. Die erste Weltkonferenz auf dem Gebiet des Erdbeben-Ingenieurwesens fand 1956 in Erinnerung an das Erdbeben von San Francisco statt. Seit dieser Zeit wird die Basis-Isolierung zügig weiterentwickelt. In Europa (Skopje, Jugoslawien) wurde 1969 erstmalig eine Basis-Isolierung unter Verwendung von Gummipuffern realisiert. Es handelt sich dabei um die erdbebensichere Gründung einer Elementarschule. Die Gummiele-

mente waren – im Gegensatz zur heutigen Praxis – völlig unbewehrt (Izumi 1989). Vor allem an der Universität von Kalifornien (Berkeley) wurden zahlreiche Arbeiten und experimentelle Untersuchungen auf einem der ersten und größten Erdbeben-Rütteltische durchgeführt. Die Ergebnisse fanden ihren Niederschlag im Rahmen der 55. Jahrestagung in Sacramento, 1986 (Kelley et al. 1986), auf der bereits genaue Vorstellungen im Hinblick auf den ingenieurpraktischen Umgang mit der Basis-Isolierung entwickelt wurden und eine erste Richtlinie vorgestellt werden konnte (Kariotis 1986). In Izumi (1989) wird außerdem über ausgeführte Basis-Isolierungen berichtet: 1981, Science University Tokio; 1983, Hitachi Main Office, Japan, Union House New Zealand, Yachiyodai Residential House, Japan, Cruas N. P. S. Frankreich; 1985, Court und Justice Building, USA.

Zur Zeit werden vor allem in Japan zahlreiche Bauwerke basisisoliert. Etwa dreißig Projekte sind bekannt. Es liegen bereits teilweise Erkenntnisse vor, die in Verbindung mit tatsächlich aufgetretenen Erdbeben gewonnen wurden. In Kawai, Harada et al. (1989) wird über derartige Beobachtungen bei zahlreichen Erdbeben berichtet.

Beiträge aus der Bundesrepublik wurden durch die Industrie geliefert (Hüffmann 1984), wobei eine Zusammenarbeit mit Partnern in Jugoslawien (Jurukovski et al. 1984) und Universitäten beziehungsweise Forschungsanstalten (Hirsch und Kleine-Tebbe 1989; Hirsch, Hüffmann und Kleine-Tebbe 1989) geleistet werden konnte. Verifikationen der passiven Maßnahmen wurden dabei auf den Rütteltischen in Skopje und in Jülich (DLR – Deutsche Forschungs- und Versuchsanstalt für Luft- und Raumfahrt) vorgenommen.

Im Rahmen der letzten Weltkonferenz (9WCEE) in Tokio/Kyoto wurde der Themenkreis der passiven Schwingungskontrolle erweitert. Es wurden in Ergänzung andere passive Maßnahmen (zum Beispiel Gegenschwinger beziehungsweise als Gegenschwinger eingebaute Geschoßdecken in Gebäuden) und auch aktive Maßnahmen (geregelt) diskutiert, wobei besonders auf die Ergebnisse der Sitzung SE (Special Theme Session „Seismic Response Control of Structural Systems") (Masri 1989) hinzuweisen ist. In „state-of-the-art reports" und in „session reports" wurden richtungsweisende Schlußfolgerungen gezogen.

Herausragend sind gegenwärtig die Bemühungen von japanischer Seite, wobei der Name Kobori eine besondere Rolle spielt. Über die zu erwartende Entwicklung im Sinne einer Erdbebenbeherrschung durch das „Dynamisch intelligente Bauwerk" (Kobori 1989) werden bereits klare Vorstellungen entwickelt, bei denen die Wirksamkeit einer optimal ausgelegten Basis-Isolierung herausgestellt wird. Semi-aktive und aktive Kontrollmaßnahmen werden aufgezeigt und zur Zeit bereits realisiert. Interessant ist die Zusammenarbeit zwischen der Kobori-Research Complex Inc. und acht kalifornischen Universitäten im Hinblick auf eine optimale Weiterentwicklung. Derartige Zusammenarbeiten sind beispielhaft und sollten das Ziel weiterer Bemühungen in der Bundesrepublik sein.

3.8.3 State-of-the-art-Bericht zum Thema „Basis-Isolierung"

Erdbebenfeste Strukturen (earthquake proof structures) lassen sich in zwei Kategorien einteilen: 1. Hochfeste Konstruktionen; 2. Schwingungskontrollierte Konstruktionen, bei denen im letztgenannten Fall sowohl passive als auch aktive Kontrollmaßnahmen zu erwähnen sind. Aktive Kontrollmaßnahmen werden zur Zeit nur in spärlichem Maße (vor allem in Japan) realisiert. In diesem Zusammenhang bieten sich zukünftige Forschungsprojekte an, denn die Vorteile aktiver Kontrollmaßnahmen im Vergleich zu denen passiver Art sind offensichtlich, da es sich im Falle von Erdbeben – das heißt im Ereignisfall – um einen transienten Schwingungsfall handelt, bei welchem zum Beispiel die Wirkung eines Gegenschwingers (tuned mass damper system) nicht sofort einsetzt und unter Umständen der Abbau der dynamischen Antwort erst nach einigen Perioden erfolgt und dabei der kritische Punkt bereits überschritten sein könnte. Daher wurde in Zusammenarbeit zwischen verschiedenen Partnern ein semi-aktives System entwickelt und in Japan anläßlich der 9WCEE vorgestellt (Hirsch, Hüffmann und Kleine-Tebbe 1989), bei welchem eine relativ kurze Ansprechzeit des Zusatzsystems erzielt wird. Der experimentelle Nachweis wurde mit Hilfe der HRB-Rüttelanlage in Jülich erbracht. Ganz allgemein gesprochen ist im Hinblick auf die erdbebenfeste Auslegung einer Struktur an folgende Schlüsselpunkte zu denken:

1. Leichtbauweise, da die Erregerkräfte im Erdbebenfall durch Massenträgheitskräfte gemäß Bodenbeschleunigung entstehen;
2. Hohe Festigkeit des Tragwerkmaterials;
3. Große Dehnbarkeit des Materials;
4. Verlagerung der Eigenperioden des Bauwerks, zum Beispiel mit Hilfe der Basis-Isolierung in Frequenzbereiche des Response-Spektrums, bei denen die dynamische Antwort möglichst gering ist;
5. Erhöhung der Strukturdämpfung.

Die aufgeführten Punkte klingen einleuchtend, aber ihrer praktischen Umsetzung stehen mehr oder weniger große Schwierigkeiten entgegen.

Nachfolgend wird der Punkt 4. als passive Kontrollmaßnahme behandelt. Es wird durch die Basis-Isolierung eine Reduktion des Inputs angestrebt. Aufgrund des klaren Verständnisses der dabei gestellten Aufgabe befassen sich zur Zeit zahlreiche Institutionen, vor allem in Japan, in den USA, in Neuseeland und in Europa, mit dem Thema. Eine Zusammenfassung der zahlreichen einschlägigen Veröffentlichungen – die hier nur auszugsweise wiedergegeben werden können, finden wir bei Izumi (1989). Außerdem sind in dem Band V der Proceedings der 9WCEE 39 Beiträge enthalten, die sich unmittelbar beziehungsweise indirekt mit der Basis-Isolierung befassen, wie den verschiedenen Möglichkeiten der Verwirklichung, dem Aufbau der unterschiedlichsten Elemente aus den verschiedensten Materialien usw.

Neben der Aufstellung auf Puffern werden auch andere Aufstellarten, zum Beispiel mit Gleitmöglichkeiten, behandelt. Die Anwendungen beziehen sich auf Bauwerke, Brücken, Kraftwerke oder Kraftwerksteile, Anlagen. Es ist dabei zu unterscheiden zwischen Konstruktionen, die aus einem Tragwerk mit festen Zusatzmassen (von Einrichtungen herrührend) oder einem mit zusätzlichen Schwingungssystemen (zum Beispiel große Maschinen in Kraftwerksgebäuden, Anlagen in Gebäuden usw.) bestehen, die unter Umständen ebenfalls elastisch auf Federkörpern aufgestellt sind. In diesem Zusammenhang ist auf einen wertvollen Beitrag von Chen und Soong (1988) hinzuweisen, in welchem im Sinne eines state-of-the-art-Berichtes die dynamische Antwort der „Sekundärsysteme" im Erdbebenfalll auführlich behandelt wird. Insbesondere wird aufgezeigt, unter welchen (unter Umständen stark einschränkenden) Bedingungen bei der Berechnung der Sekundärsysteme von einem (häufig üblichen) Floor-Response-Spektrum ausgegangen werden kann, bei dem das Zusatzsystem als „feste" Masse, das heißt ohne Berücksichtigung seiner eigenen dynamischen Eigenschaften, angesehen wird. Die Literaturzusammenstellung umfaßt 150 Titel. Auch im Falle der Basis-Isolierung muß hier bei zukünftigen Forschungsarbeiten den Sekundärsystemen Aufmerksamkeit gewidmet werden. Darüber hinaus ist auch eine Isolierung der Geschoßdecken oder empfindlicher Einrichtungen in den Bauwerken möglich, obwohl die physikalischen Grundlagen gleicher Natur sind.

Hadjan und Tseng legten 1986 (in: Masri 1989) eine vergleichende Studie bezüglich passiver Isolierung gegen Erdbeben vor und gaben die folgenden Ausführungskriterien an:

1. Freiheitsgrade der Isolierung;
2. Stabilität des nachgiebig aufgestellten Bauwerks;
3. Anwendbarkeitsbereich: es könnten aufgrund der am Aufstellort zu erwartenden Seismik besondere Schwierigkeiten auftreten;
4. Kapazität der Energie-Dissipation, welche unmittelbar durch die Eigenschaften der Basiselemente gegeben sein könnte beziehungsweise bei der Verwendung von schwach gedämpften Stahlfederelementen (Hüffmann 1984) durch zusätzliche Dämpfungselemente erzielt wird;
5. Widerstand gegenüber den Betriebsbelastungen, zum Beispiel im Falle von Kraftwerksgebäuden mit Einrichtungen;
6. Reserven gegen die Belastungen, Rückkehr in den Ausgangszustand nach dem Ereignis, das heißt Berücksichtigung eventuell bleibender Verformungen;
7. Toleranzen, Berücksichtigungen von Imperfektionen, denn bei den theoretischen Analysen wird häufig von Idealzuständen ausgegangen, die in Wirklichkeit nicht gegeben sind;
8. Überleben unter extremen Umweltbedingungen;
9. Widerstand gegen Alterung und Kriechen, besonders zu berücksichtigen, wenn die Basis-Puffer sowohl tragende Funktion als auch werkstoffbedingte Dämpfungseigenschaften haben. Bei einer Aufstellung auf Stahlfederkörpern wird im obigen Sinne eine Trennung der Funktion der Isolierkörper vorgenommen;

10. Unsicherheiten bei der Voraussage der zu erwartenden maximalen dynamischen Antwort im Erdbebenfall und der tatsächlich vorhandenen Flexibilität der Strukturkomponenten;
11. Zusammenspiel mit angrenzenden Strukturen und der näheren Umgebung.

Studiert man unter Kenntnis der obigen Ausführungen die bisher vorgelegten zahlreichen Berichte, so ist zu beobachten, daß sich die Masse mit relativ vereinfachten mathematischen Modellen begnügt und rein theoretisch von den verschiedensten Erdbebenverläufen ausgegangen wird, aber das eigentliche Erdbeben-Engineering im allgemeinen im Hintergrund steht. Zukünftige Arbeiten müßten demzufolge mehr in die Richtung des praktischen Ingenieurwesens gehen, wie sie von verschiedenen Seiten bereits aufgezeigt wurden.

Es erscheint aus den genannten Gründen auch wenig hilfreich, im Literaturverzeichnis eine besonders große Zahl von Titeln anzugeben. Dadurch wird man eher von dem eigentlichen Ziel fort- als hingeführt. Von besonderer Bedeutung sind hier auch die vom Verfasser des Kapitels ausgewerteten „state-of-the-art reports", die ja in jedem Falle von Experten verfaßt wurden, die sich der Problematik bewußt sind. Die größte Zahl der Beiträge stellt mehr oder weniger Tätigkeitsberichte dar, bei denen von ähnlichen, begrenzten Zielsetzungen ausgegangen wurde beziehungsweise ausgegangen werden mußte.

Es ist damit zu rechnen, daß in absehbarer Zeit eine große Fülle von Berichten über ausgeführte und erprobte Basis-Isolierungen aus Japan erscheinen wird, in denen die analytischen Untersuchungen sowohl mit Hilfe von großen Rütteltischen verifiziert wurden als auch Erkenntnisse aus Original-Erdbebenfällen und die Registrierung und Auswertung basisisolierter Strukturen vermittelt werden können. Vermutlich erhofft sich Japan dadurch einen entsprechenden Markt, denn ein professionelles Vorgehen im Falle einer Basis-Isolierung verlangt eine Fülle von praxisorientierten Erfahrungen gemäß der oben angegebenen Auflistung zentraler Themen. Hinzu kommt die Weiterentwicklung der zusätzlichen passiven und aktiven Kontrollmaßnahmen, bei denen zur Zeit die aktive Beeinflussung mittels entsprechend ausgelegter Seilverspannung (active tendon control) im Vordergrund steht.

Aufmerksamkeit ist auch der Möglichkeit einer semi-aktiven Kontrolle zu widmen. Durch den Einbau von halb-aktiv ausgelösten Gegenschwingern, zum Beispiel entsprechend den vorausgelenkten, optimal auf die Bauwerkseigenfrequenzen abgestimmten, elastisch aufgestellten Geschoßdecken, kann der Nachteil einer gewissen Kippempfindlichkeit von Bauwerken, die auf Stahlfedern aufgestellt sind, kompensiert werden. Bei bewehrten Elastomer-Puffern zeigt sich ein solches „rocking" nicht, da die vertikale Steifigkeit dieser Elemente relativ groß und die horizontale Steifigkeit gemäß der Isolieraufgabe gering ist. Diesem Vorteil stehen jedoch die weiter oben angegebenen Nachteile gegenüber.

3.8.4 Wissensdefizite und Schlußfolgerungen

Zieht man aus dem zur Zeit vorhandenen Schrifttum zum Thema „Basis-Isolierung" bezüglich weiterer erforderlicher Forschungsaktivitäten einen Schluß, so ergeben sich folgende Aufgaben für die Zukunft mit der Zielsetzung, die Basis-Isolierung für den weltweiten Einsatz aus ingenieurmäßiger Sicht reif zu machen.

Analytische Studien: Behandlung dreidimensionaler, nichtlinearer Modelle von Struktur/Isolator bei großen Verformungen – Effekte von Langzeitperioden – Nichtlinearitäten in Elastomer- und Gleitlagerungselementen – Einfluß der Parameterstreuung – Unterschiedliche Setzungen – Zusammenwirken von Horizontal- und Vertikalbewegungen sowie Verdreh- und Kippbewegungen – Entwicklung von vorbereitenden Entwurfskonzepten.

Experimentelle Untersuchungen: Einsatz von großen Rütteltischen oder pseudodynamischen Versuchseinrichtungen (wie zum Beispiel ISPRA) zur Verifikation neuerer Isolationskonzepte inklusive passiver oder semi-aktiver Kontrollmaßnahmen – Experimentelle Modalanalysen von Originalstrukturen – Stabilitäts- und Kippsicherheitstest – Eignungstest für verschieden aufgebaute Isolationskörper.

Basis-Isolierung und ergänzende Kontrollmaßnahmen: Entwicklung und Verifikation von ergänzenden Kontrollmaßnahmen wie elastisch aufgehängte Bauteile (Geschoßdecken usw.) als optimierte Zusatzsysteme zur passiven Schwingungskontrolle – Erweiterung auf semi-aktive und voll-aktive Methoden – Ausnutzung von Nichtlinearitäten zur Schwingungskontrolle – Dreidimensionale Zusatzsysteme.

Ein detaillierter Überblick über zweckmäßige Forschungsarbeiten unter Einschluß von aktiven Methoden (auf dem Weg zum „Dynamisch intelligenten Bauwerk des 21. Jahrhunderts" beziehungsweise der „Aktiven Struktur") wird von Miller et al. (1988) beziehungsweise Soong (1988) gegeben. Es steht außer Frage, daß die weit zu steckenden Ziele nur auf dem Wege nationaler und internationaler Zusammenarbeit zu erreichen sind. Es handelt sich um interdisziplinäre Forschungsaktivitäten, die besonders schwer in zufriedenstellender Weise zu erledigen sind.

Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse wurde im Rahmen der Zusammenarbeit zwischen der Industrie (GERB GmbH, ABB HRB GmbH mit Rütteltisch) und der RWTH Aachen, Leichtbau, ein Forschungsvorschlag bezüglich eines zu entwickelnden Erdbebenschutzsystems gemacht, basierend auf der GERB-Isolierung und zusätzlicher semi-aktiver Kontrolle.

Das angesprochene Thema wurde unter dem Aspekt der künftigen Forschung für die IDNDR in den USA in einem Workshop diskutiert (Housner und Masri 1990). Es hat sich dabei bestätigt, daß auf weitere Sicht die Basis-Isolierung in Verbindung mit ergänzenden passiven beziehungsweise aktiven Kontrollmaßnahmen zu sehen sein wird.

3.8.5 Literatur

Buckle, I. G. (1986): Development and application of base isolation and passive energy dissipation, a world overview. Proc. San Francisco, 153–174.

Calantarients, J. A. (1909): Improvements in and Connected with Buildings and other Works and Appurtenances to Resist the Action of Earthquake and the like. Paper No. 325371, Stanford University.

Chen, Y., Soong, T. T. (1988): Seismic response of secondary systems – State-of-the-art report, Eng. Struct. Vol. *10*. 218–228.

Csák, B. (1990): Base Isolation as Passive Control of Seismic Response of Structures, RILEM Workshop, Naples, 29–31 May, Proceedings.

Hirsch, G., Kleine-Tebbe, A. (1989): Experimenteller Nachweis einer semiaktiven Schwingungskontrolle von erdbebenbelasteten Strukturen, Vortragsband 4. Jahrestagung der DGEB, Berlin 1987, S. 115–132.

Hirsch, G., Hüffmann, G., Kleine-Tebbe, A. (1989): Semi-active control of earthquake induced oscillations of structures, Proc. 9WCEE, Vol. VIII, 483–488.

Housner, G. W., Masri, S. F. (1990), U.S. National Workshop on Structural Control Research, Proceedings, 25–26 October 1990, USC University of Southern California. USC Publ. No. CE-9013, ISBN 0-9628908-0-4.

Hüffmann, G. (1984): Full Base Isolation for Earthquake Protection by Helical Springs and Viscodampers, Nuclear Engineering and Design, North Holland Physics Pub.

Izumi, M. (1989): Base isolation and passive seismic response control – state-of-the-art report, Proc. 9WCEE, Vol. VIII, 385–396.

Jurukovski, D. et al. (1984): Shaking Table Tests of a Five Story Steel Frame Base Isolated by GERB's Spring-Dashpot System, Inst. of Earthquake Eng. and Eng. Seismology, Univ. Kiril and Metodij, Skopje, YU.

Kariotis, J. C. (1986): SEAOSC Draft guidelines for the design of buildings with base isolators. Proc. 55th annual convention, Sacramento, 135–149.

Kawai, N., Harada, O. et al. (1989): Earthquake response observation of isolated buildings, Transactions 10th Int. Conf. SMiRT Anaheim, 637–642.

Kelley, J. et al. (1986): Tentative seismic isolation design requirements, Proc. 55th annual convention, Sacramento, 123–134.

Kobori, T. (1989): Active seismic response control, State-of-the-art report, Proc. 9WCEE, Vol. VIII, 435–446.

Kobori Research Complex Inc. (1990): Annual Report, Creating a New-Flow, 6-chome, Akasaka, Minato-ku, Tokyo 107.

Martel, R. (1929): The Effects of Earthquake on Buildings with a Flexible First Story, Building SSA, Vol. 19, No. 3.

Masri, S. F. (1989): Seismic response control of structural systems: session report, Proc. 9WCEE, Vol. VIII, 497–502.

Miller, R. K., Masri, S. F. et al. (1988): Active Vibration Control of Large Civil Engineering Structures, J. of Engineering Mechanics, Transac. ASCE.

Soong, T. T. (1988): State-of-the-art review „Active structural control in civil engineering", J. of Eng. Structures, Vol. *10*, 74–84.

Weiteres Schrifttum (ohne Bezug zu den Text-Hinweisen)

Constantinou, M. C., Reinhorn, M. A. (1989): Response of sliding base-isolated structures, Proc. ICOSSAR, 485–492.

Constantinou, M. C., Tabjbakhsh, I. G. (1983): Probabilistic Optimum Base Isolation of Structures, ASCE ST-109, No. 3.

Kelly, J. M. (1983): The Economic-Teasibility of Seismic Rehabilitation Buildings by Base Isolation EERC-83/1.

Kelly, J. M. (1987): Recent Developments in Seismic Isolation, ASME Pressure Vessels and Piping Conference.

Kelly, J. M. Beuke, K. E., Skinner, M. S. (1980): Experimental Testing of an Energy-absorbing Base-isolation system, UCB/EERC-80/35.

Pan, T. C., Kelly, J. M. (1983): Seismic Response of Torsionally Coupled Base Isolated Structures, EESD, Vol. 11.

Pomerov, E. G. (1986): Sierra point overhead seismic isolation retrofit, Proc. Base Isolation and Passive Energy Dis., San Francisco, 123–132.

Saruta, M., Watanabe, H., Izumi, M. (1989): Proof test oft base-isolated building using high damping rubber bearing, Transact. 10th SMiRT, 631–636.

Sawada, Y. et al. (1989): Dynamic characteristics of the base-isolated building constructed on a soft ground, Transac. 10th SMiRT, 619–624.

Tajirian, F. F., Kelly, J. M. Gluekler, E.I. (1989): Testing of seismic isolation bearings for the PRISM advanced liquid metal reactor under extrem loads, Transact. 10th SMiRT, 649–654 (K2).

Tamura, K. (1988): Proof tests of the base-isolated building using fullsized model, PVP-Vol. 147, Seismic-Shock and Vibration Isolation, 21–28.

3.9 Low Cost Housing

Gisela Jürgens-Weicken

3.9.1 Einleitung

Der Wohnraummangel unter den ärmsten, meist zahlungsunfähigen Bevölkerungsgruppen konzentriert sich in den städtischen Randzonen der Großstädte vieler Länder der Dritten Welt. Der Anteil des von menschenunwürdigen Wohnbedingungen betroffenen Bevölkerungsanteils hat in fast allen Ländern der Dritten Welt die 50-Prozent-Marke überschritten und nimmt weiterhin ständig zu. Ebenso ist eine wachsende Wohnungsnot in den ländlichen Gebieten dieser Länder, insbesondere unter den ethnischen Minderheiten, zu verzeichnen (Mathéy 1983; Schütz 1987).

Viele Länder der Dritten Welt liegen in Gebieten mit großem Erdbebengefährdungspotential (Lateinamerika, Mittelamerika, Ostafrika, Asien), wo der strukturell bedingte Mangel an Wohnraum noch durch massenhafte Zerstörung infolge von Erdbebenkatastrophen oder anderen (Natur-)Ereignissen potenziert werden kann. Verheerende Wirkung haben daher Naturkatastrophen besonders für die Bevölkerungsgruppen, die schon „normalerweise" nicht in der Lage sind, sich aus eigener Kraft mit Wohnungen zu versorgen. Nachgewiesenermaßen entstanden über 90 Prozent der Verluste an Menschenleben infolge von Erdbeben in Dörfern und Kleinstädten von unterentwickelten Regionen (Jürgens-Weicken und Steinwachs 1989). Darüber hinaus stellt die Zerstörung von Wohnraum immer einen großen volkswirtschaftlichen Verlust dar (selbstverständlich fehlt jeglicher Versicherungsschutz), ganz zu schweigen von den akuten Schwierigkeiten der Katastrophenbewältigung.

Bis zum heutigen Tage ist es nicht gelungen, das Wohnproblem durch staatliche Programme zu lösen. Seit etwa 20 Jahren beschäftigen sich Planer, Wissenschaftler und internationale Institutionen mit alternativen Konzepten zu Wohnraumversorgung der ärmsten Bevölkerungsgruppen. Die Bezeichnung „Low Cost Housing" kann als charakterisierender Begriff für alle diese Konzepte stehen (Mathéy 1983; Schütz 1987; Harms 1985; UNCHS 1989; Wienands 1971; Ziegler 1985).

3.9.2 Konstruktionsmuster von Low Cost Houses und Konzepte zur Linderung von Wohnungsnot

Die Konstruktionsweisen von Low-Cost-Bauten richten sich bestenfalls nach den örtlich vorhandenen Baustoffen und den kulturell überlieferten Bauweisen. Da der Aspekt der niedrigen Kosten zentral ist, werden andere Aspekte oft vernachlässigt, die eine Behausung zur menschenwürdigen Wohnung machen: Isolation gegen Kälte und Hitze, Erdbebebenwiderstandsfähigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Sturm und Wasser.

Selbstverständlich ist es bautechnisch längst kein Problem mehr, ein Gebäude mit optimaler Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einflüsse und mit optimalen bauphysikalischen Eigenschaften zu erstellen, und ebenso selbstverständlich ist es, daß die Zielgruppen der Low Cost Houses nicht in den Genuß dieser bautechnischen Errungenschaften kommen, da sie sie nicht bezahlen können. Ziel aller Bemühungen auf dem Wohnungssektor muß es daher weiterhin sein, mit einem Minimum an finanziellen Mitteln ein Maximum an Wohnqualität und Sicherheit auch für die zahlungsunfähigen Bevölkerungsschichten besonders in der Dritten Welt zu erreichen. Beispielhaft seien einige Konstruktionsmuster aus unterschiedlichen Gebieten der Welt aufgezählt:

- Lehmziegelbau, Lehmstampfbau, Lehmwellerbau (Afrika, Südamerika, Mittelamerika, Naher Osten, Asien), (UNCHS 1989; Schneider 1985; Information Service...1985);
- Holzskelettbau, Bambusskelettbau mit Ausfachungen aus pflanzlichen Matten oder aus Holz- bzw. Pflanzengeflecht mit Lehmbeschichtungen (Südamerika, Afrika), (Lewis 1977);
- Bambusgeflecht (Philippinen, Indonesien, China), (Dunkelberg 1985);
- Lavablockmauerwerk (Nicaragua), (Mathéy 1983);
- Holztafelbauweise, Asbestzementtafelbauweise, Betonplattenbauweise (Chile, Kuba, Nicaragua, Türkei), (Mathéy 1983; Freundschaftsgesellschaft BRD-Kuba 1984; Varas 1976; Ziegler 1985).

Zur Durchführung der Errichtung von Low Cost Houses sind unterschiedliche Modelle mit unterschiedlichem Wirkungsgrad bekannt. Beispielhaft seien einige von ihnen aufgezählt:

- Initialzündung durch staatliche Institutionen mit dem massenhaften Bau von ortsuntypischen Importbillighäusern, wie zum Beispiel in der Türkei (Schütz 1987) oder Liberia (Lewis 1977). Effekt: die Häuser werden von der Bevölkerung nicht angenommen oder fehlgenutzt oder können nicht bezahlt werden;

- Site-and-Service-Projekte: Von staatlichen oder privaten Siedlungsgesellschaften werden Grundstücke und technische Infrastruktur (oft auch Baustoffe) auf Kreditbasis zur Verfügung gestellt. Effekt: oftmals monostrukturierte, schlecht integrierte Satellitensiedlungen (Mathéy 1983; Schütz 1987; Harms 1985);
- Selbsthilfeprojekte, „Hilfe zur Selbsthilfe", durchgeführt von internationalen Hilfsorganisationen wie Misereor, Rotes Kreuz oder europäischen Entwicklungshilfeministerien. Effekt: nicht immer kommen die Zielgruppen in den Genuß der für sie vorgesehenen Gelder (Erler 1990; Misereor 1982);
- Forschungsprojekte als Gemeinschaftsunternehmen von Universitäten und betroffener Bevölkerung. Qualitativer Effekt: großer Zuwachs an Erfahrung und Verständnis, quantitativer Effekt: geringer Wirkungsgrad (Ziegler 1985).

3.9.3 Low Cost Housing und Sicherungsmaßnahmen gegen Erdbeben

Bei den in der Fachliteratur bisher publizierten Projekten zur Entwicklung von erdbebenwiderstandsfähigen, kostengünstigen Häusern für Entwicklungsländer handelt es sich überwiegend um Konstruktionen aus Lehm.

Lehm gehört zu den traditionellen Baustoffen in den am stärksten durch Erdbeben gefährdeten Gebieten der Erde und hat als Baustoff hervorragende Eigenschaften: er ist praktisch kostenlos, da er in nahezu allen Teilen der Welt vorkommt und im günstigsten Fall direkt an der Baustelle entnommen werden kann. Auch im Fall seiner Aufbereitung (Mischen mit Wasser, Sand oder Zuschlagstoffen) ist dieser Prozeß mit den einfachsten Hilfsmitteln durchzuführen. Lehm ist umweltfreundlich, er ist quasi unbegrenzt vorhanden und durch seine Entnahme werden keine Schäden verursacht. Bei der Verarbeitung entstehen keine schädlichen Nebenprodukte und kein Abfall. Der als Baumaterial verwendete Lehm ist jederzeit wiederverwendbar. Lehmbauten haben ein gesundes Wohnklima: sie sind kühl im Sommer beziehungsweise bei Tag und warm im Winter und bei Nacht. Die relative Luftfeuchtigkeit in den Räumen ist ausgeglichen, weil sie durch die saugfähige Oberfläche der Lehmwand gut absorbiert und wieder abgegeben werden kann. Lehmwände haben eine hohe Schallschutzwirkung. Die Minderung der Nachteile von Lehmbauten: die Anfälligkeit gegen Feuchtigkeit und die relativ geringe statische und dynamische Belastbarkeit, müssen weiterhin Gegenstand der Forschung bleiben.

Da noch heute ca. 1,5 Milliarden Menschen in Lehmhäusern leben (Wienands 1971), sollen im weiteren Low Cost-Bauten aus Lehm im Mittelpunkt der Darstellung stehen. Beispielhaft seien zwei Projekte kurz dargestellt:

1. Projekt „Cayalti", Peru 1975, und Projekt „Lima", Peru 1976. Beide Projekte wurden vom peruanischen Wohnungsbauministerium in Zusammenarbeit mit der französischen Architektensozietät CRATerre (Doat 1979) durchgeführt. Ziel war

die Erstellung von Wohngebäuden im Rahmen des sozialen Wohnungsbaus. Die Wohnhäuser hatten eine Grundfläche 50–90 qm Grundfläche und wurden mit Ziegeln (Adobe) aus stabilisiertem Lehm (Beimischung von Bitumen oder Zement) gebaut, die Wände wurden durch horizontale und vertikale Bambusarmierung gegen Erdbebeneinwirkungen stabilisiert.

Diese Konstruktionsmethode wurde seit Mitte der siebziger Jahre an der Pontificia Universidad Catolica del Peru in Lima in Zusammenarbeit mit der Universität Mexico und der TU Delft auf ihre Erdbebenwiderstandsfähigkeit geprüft. Unter anderem wurden Simulationstests auf einem Rütteltisch mit einem Freiheitsgrad durchgeführt, die zu wesentlichen Erkenntnissen zur Verbesserung der Konstruktionsweise führten. (den Uijl 1985; Ottazzi 1983; Minke 1980)

2. Projekt „Erdbebensichere Low-Cost-Bauten für Guatemala": Im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojekts des Forschungslabors für Experimentelles Bauen, Gesamthochschule Kassel, der Universität Francisco Marroquin, Guatemala, und des Centro de Estudios Mesoamericana sobre Tecnologia Apropiada (CEMAT), Guatemala, wurden unter Leitung von Prof. Gernot Minke zwei neuentwickelte, erdbebensichere Wandbausysteme für Low-Cost-Bauten aus den lokal vorhandenen natürlichen Baumaterialien Lehm und Bimssand in San Lucas Tolimán, Guatemala, erstellt. Das erste System bestand aus vertikal armierten Stampflehmwänden, die mit Hilfe von vorgefertigten, raumhohen Stahlschalungselementen hergestellt wurden. Die statischen Lasten wurden über ein Holzständerwerk abgetragen. Im 2. System wurde das Holzständerwerk mit sandgefüllten Textilschläuchen ausgefacht. Tests zur Feststellung der Erdbebenwiderstandsfähigkeit wurden nicht durchgeführt. (Ziegler 1985)

Außer diesen Veröffentlichungen liegen etliche Beiträge aus wissenschaftlichen Publikationen vor, die sich mit oben genanntem Thema befassen, die im Rahmen dieses Beitrags jedoch nicht dargestellt werden können. Nach dem derzeitigen Kenntnisstand der Veröffentlichungen kann jedoch festgestellt werden, daß weitere Anstrengungen notwendig sind, um folgendem Zielkomplex näher zu kommen:

a) Entwicklung eines Haustypus mit folgenden Eigenschaften:
   - erdbebenwiderstandsfähige Konstruktion mit lokal vorhandenen Baustoffen,
   - Eignung zum Selbstbau unter fachkundiger Anleitung in Anlehnung an Techniken, die in den unterschiedlichen Teilen der Dritten Welt bekannt sind,
   - Reduzierung der konstruktiven Elemente, um das Fehlerrisiko bei der Errichtung von Laien zu verringern,
   - Bauen ohne Maschinen und Sekundärenergie,
   - Erreichen größtmöglicher Wohnqualität und Haltbarkeit bei möglichst niedrigen Baukosten,
   - Erzielung zufriedenstellender Eigenschaften in bezug auf Wärmedämmung, Schalldämmung und Feuchtigkeitsregulierung,
   - Bauen ohne ökologische Belastung.

b) Entwicklung von Lösungsmöglichkeiten, um einen so beschriebenen Haustyp für oder mit Hilfe der Bedarfsgruppen möglichst massenhaft in die Realität umzusetzen.

3.9.4 Forschungsprojekt: „Erdbebenwiderstandsfähiges armiertes Lehmziegelhaus für die Dritte Welt"

Die Arbeitsgruppe „Erdbebenwiderstandsfähiges Lehmziegelhaus" der Deutschen Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB) erarbeitet seit einigen Jahren die Voraussetzungen zur Durchführung eines Forschungsprojekts zur Entwicklung eines geeigneten Hausprototyps (Jürgens-Weicken und Steinwachs 1989). Nach dem Entwurf eines Konstruktionsprinzips, in dem die bis dato veröffentlichten Technologien berücksichtigt und weiterentwickelt wurden, wurde ein Testbau im Maßstab 1:1 errichtet, um zu überprüfen, ob die Konstruktion mit einfachen Hilfsmitteln ohne Maschineneinsatz und mit Laien unter fachlicher Anleitung aufzubauen ist.

Da dieser Testbau erfolgreich abgeschlossen werden konnte, wurde ein Testprogramm entworfen, um die Erdbebenwiderstandsfähigkeit dieses Gebäudes zu überprüfen und die Konstruktion gegebenenfalls zu verbessern. Folgende Untersuchungen sind geplant:

- Prüfung der Festigkeitseigenschaften von Lehmziegeln, von armierten Wandscheiben und anderen Bauwerksteilen unter statischer und dynamischer Last mit Prüfmaschinen und einem eindimensionalen Rütteltisch;
- gegebenenfalls Modifizierung des Prototyps aufgrund der Prüfungsergebnisse;
- Festlegung der seismischen Lastannahmen;
- Bau eines Modells des Prototyps im Maßstab 1:2,5, 1:3, Testläufe auf dem Erdbebensimulator SAMSON in Jülich;
- Dokumentation der Untersuchungsergebnisse. Erstellung einer allgemein verständlichen Bauanleitung in deutscher, englischer und spanischer Sprache.

Das geplante Projekt soll Pilotfunktion haben. Es soll auf anschauliche und wissenschaftlich-technisch fundierte Art und Weise gezeigt werden, wie man unter Bedingungen der Dritten Welt erdbebenwiderstandsfähig und qualitativ hochwertig auch für die ärmsten Bevölkerungsgruppen bauen kann.

3.9.5 Wissensdefizite und Schlußfolgerungen

Langfristige Katastrophenvorbeugung muß die Sicherung der menschlichen Behausungen zum Gegenstand haben, da aufgrund unzureichender und unsachgemäß errichteter Häuser und Wohnungen Millionen von Menschen getötet wurden oder obdachlos geworden sind.

In bezug auf Low Cost Housing sind Untersuchungen notwendig, die die regional angewandten Bautechniken auf ihre Erdbebenwiderstandsfähigkeit hin untersuchen. Das gilt insbesondere für eingeschossige, armierte Lehmkonstruktionen, wobei der Ansatz der Arbeitsgruppe der DGEB (vgl. Abschnitt 3.9.4) vorrangig verfolgt werden sollte.

Nach dem bisherigen Kenntnisstand der einschlägigen Forschung besteht ein totales Wissensdefizit in bezug auf das Verhalten von zweigeschossigen Lehmkonstruktionen bei Erdbebeneinwirkungen und der Verbesserung ihrer Erdbebenwiderstandsfähigkeit. Die zweigeschossige Bauweise wäre jedoch besonders im urbanen Raum wünschenswert, da sie dem Landschaftsverbrauch entgegenwirkt und dazu beiträgt, die Infrastrukturkosten zu senken. Darüber hinaus muß umfangreiche Aufklärungsarbeit über die technischen Möglichkeiten zur Verhinderung von Erdbebenschäden an Wohnraum geleistet werden. Neben dem technischen Problem der Verbesserung der Sicherheit des Wohnraums sind Programme zur Lösung des politischen Problems der Versorgung riesiger Bevölkerungsgruppen in der Dritten Welt mit menschenwürdigen Wohnungen zu entwickeln.

Ein erster möglicher Schritt im Rahmen von IDNDR wäre die Untersuchung von erdbebenresistenten Lehmkonstruktionen mit dem Ziel, in Zusammenarbeit mit einem oder mehreren Ländern der Dritten Welt einen geeigneten Prototyp bei den bedürftigsten Bevölkerungsgruppen zu propagieren und sie in die Lage zu versetzen, sich mit Wohnraum zu versorgen, der zukünftigen Erdbebenkatastrophen widersteht.

3.9.6 Zusammenfassung

In der Dritten Welt sind ca. 50 Prozent der Menschen von unzureichenden Wohnbedingungen betroffen. Da staatliche Programme dieses Problem bisher nicht lösen konnten, werden seit ca. 20 Jahren alternative Projekte zur Wohnraumversorgung entwickelt. Bei einigen wenigen lag der Schwerpunkt der Untersuchung auf dem Aspekt der Verbesserung der Erdbebenwiderstandsfähigkeit. Das Projekt „Erdbebenresistentes Lehmziegelhaus“ der DGEB versucht, diesen Forschungsansatz weiterzuverfolgen. Es sind weitere Anstrengungen notwendig, um zu erreichen, daß die ärmsten, meist zahlungsunfähigen Bevölkerungsgruppen in den Genuß der technischen Errungenschaften gelangen.

3.9.7 Literatur

den Uijl, J. A. (1985): Research into Seismic Resistant Adobe Structures in Peru, in: Veröffentlichung der Delft TU Delft, Stevinlaboratories.

Doat, P. et al. (1979): Centre de Recherche et d'Application – Terre (CRATerre): Construire en Terre.

Dunkelberg, K. (1985): Bambus-Bamboo, Bauen mit pflanzlichen Stäben, in: Mitteilungen des Instituts für leichte Flächentragwerke, Universität Stuttgart.

Erler, B. (1990): Tödliche Hilfe, Köln.

Freundschaftsgesellschaft BRD-Kuba (Hrsg) (1984): Planen und Bauen in Kuba, in: Cuba Libre, Heft 1984.

Harms, H., TU Hamburg-Harburg, Arbeitsfeld: Planen und Bauen in Entwicklungsländern (Hrsg.) (1985): Internationale Arbeitstagung: Renovación Urbana Y Vivienda Popular en Areas Metropolitanans de America Latina, (Stadtsanierung und sozialer Wohnungsbau in großstädtischen Gebieten Lateinamerikas), Hamburg.

Information Service of the Belgian Administration for Development Cooperation (Hrsg) (1985): Dimension 3, Bimonthly Review, Building with Earth, Nr. 4.

Jürgens-Weicken, G., Steinwachs, M. (1989): Erdbebenwiderstandsfähiges, armiertes Lehmziegelhaus für die Dritte Welt, Postersession auf der „International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design", Berlin.

Lewis, R. et al. (1977): Low Cost Bauen in den Tropen, Diplomarbeit, in: Schriftenreihe der Organisationseinheit 06, Architektur, Stadt- und Landschaftsplanung, Gesamthochschule Kassel.

Mathéy, K. et al. (1983): Umgang mit städtischen Wohnquartieren unterer Einkommensgruppen in Entwicklungsländern, Dokumentation zur Internationalen Fachkonferenz an der TH Darmstadt.

Minke, Gernot (1980): Erdbebensichere Low Cost Bauten für Guatemala, in: Schriftenreihe der Gesamthochschule Kassel.

Misereor (Hrsg.) (1982): Wohnbau-Initiativen in Slumgebieten, ergänzter Sonderdruck zum Jahresbericht.

Ottazzi, G. (1983): Shaking Table Tests of Improved Adobe Masonry Houses, Peru.

Schneider, J. (1985): Am Anfang die Erde, Sanfter Baustoff Lehm.

Schütz, E. J. (1987): Städte in Lateinamerika. Barrio-Entwicklung und Wohnbau, Misereor.

United Nations Center for Human Settlements, UNCHS, (HABITAT) (Hrsg.): Unchs Habitat News, Vol. 1–11, 1979–1989; HABITAT International, Vol. 1–13, 1977–1989; Mathéy, K. u.a. (Hrsg.) (1987): Angepaßte Technologien in: TRIALOG, Zeitschrift für das Bauen in der Dritten Welt, Nr. 12.

Varas, L. (1976): Bauen in Chile 1970–73, in: Bauwelt Nr. 5.

Wienands, R. (1971): Das Baumaterial Lehm und seine hochbaukonstruktive Anwendung im Südwesten der USA, Diss., TH München.

Wulf, M. (1983): Konstruktive Verbesserung der Erdbebensicherheit von Lehmbauten, Gesamthochschule Essen, Diplomarbeit.

Ziegler, J. et al. (1985): Erdbebensicheres Bauen in Entwicklungsländern, in: Neue Züricher Zeitung Nr. 263.

3.10 Bauwerksertüchtigung

Josef Eibl, Otto Henseleit

3.10.1 Vorbemerkungen

Bauwerksertüchtigungen haben im letzten Jahrzehnt zunehmend an Bedeutung gewonnen. Es gibt zwei Hauptanwendungsgebiete dafür. Einmal versucht man, durch Erhöhung der Tragfähigkeit von Bauwerken diese einer anderen Nutzung zuzuführen, zum anderen kann man insbesondere in Erdbebengebieten die Widerstandsfähigkeit gegen die Erdbebenbelastung erhöhen. Während es im Fall der Nutzungsänderung hauptsächlich darauf ankommt, die Aufnahmefähigkeit für vertikale Lasten zu erhöhen, also die ertragbare Maximallast anzuheben, ist es bei Bauwerksertüchtigungen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit von Bauwerken sinnvoll, die vom tragenden System aufnehmbare Energie in angemessener Weise zu erhöhen. Dazu ist nicht nur die ertragbare maximale Horizontallast zu vergrößern, es ist auch in angemessenem Rahmen die Verformbarkeit, das heißt die Zähigkeit der Struktur zu verbessern. Es handelt sich also trotz der dafür verwendeten gleichen Bezeichnung um eine völlig andere Aufgabenstellung. Dafür lassen sich aber trotzdem ähnliche Vorgehensweisen und Verfahren verwenden.

Eine sehr gute und ausführliche Zusammenstellung der bei der Bauwerksertüchtigung anwendbaren Materialien und Verfahren bis hin zu Prinzipskizzen für das typische Vorgehen bei bestimmmten Bauteilen enthält Gavrilovic (1983). Leider sind darin keine Literaturangaben zu finden.

3.10.2 Planung und Entwurf

Da die Arbeiten, die im Zusammenhang mit Gebäudeverstärkungen auszuführen sind, in ihrem Schwierigkeitsgrad normale Bauaufgaben bei weitem übertreffen, ist eine ganz besonders sorgfältige Planung in allen Details durchzuführen. In diese Planung sind insbesondere auch alle Maßnahmen zur Qualitätssicherung einzubeziehen.

Zunächst sind die vorhandenen Bauunterlagen zusammenzustellen. Dazu gehören Pläne des Architekten, Ausführungspläne (Schal-, Bewehrungs-, Werkpläne und ähnliches) und Standsicherheitsnachweise (statische Berechnung). Diese Unterlagen sind sorgfältig auf Vollständigkeit und Richtigkeit zu überprüfen. Notfalls müssen vorhandene Pläne durch eine Bauaufnahme vor Ort vervollständigt werden. Sind keine korrekten Bestandspläne vorhanden, so sind die vorhandenen Pläne sorgfältig an den Ist-Zustand anzupassen. Bei festgestellten nachträglichen Änderungen, Umbauten, Anbauten und ähnlichem ist zu überprüfen, ob diese vollständig im Standsicherheitsnachweis berücksichtigt sind. Falls nicht, sind die Auswirkungen auf den Standsicherheitsnachweis zu überprüfen. Dieser ist gegebenenfalls zu ändern und ergänzen. Es sind Unterlagen über die verwendeten Baustoffe zu beschaffen. Hierzu gehören insbesondere alle Angaben über Maßnahmen der Qualitätssicherung (Bewehrungsabnahme, Prüfung der Betondruckfestigkeit, Abnahmezeugnisse der verwendeten Stähle usw.). Hierbei ist außer auf eine Einhaltung der vorgeschriebenen Mindestfesten insbesondere auch auf eventuell vorhandene Überfestigkeiten zu achten.

In einem zweiten Arbeitsschritt ist festzulegen, welche zusätzlichen Belastungen durch die Bauwerksertüchtigung aufzunehmen sind. Dazu ist der gesamte Standsicherheitsnachweis zu überarbeiten, einzelne Kapitel, die den Nachweis der Erdbebensicherheit betreffen, sind entweder neu zu fassen oder, falls nicht vorhanden, anzufügen. Nach Vorliegen dieser Unterlagen sind zweckmäßigerweise mehrere alternative Entwürfe auszuarbeiten. Diese Entwürfe sind miteinander bezüglich

- der Erfüllung der gewünschten Funktion des Bauwerks,
- der Machbarkeit der Konstruktion einschließlich der Verfügbarkeit der erforderlichen Materialien,
- der vorhandenen Ausrüstung (Maschinen und Geräte),
- des speziell ausgebildeten Personals,
- wirtschaftlicher Gesichtspunkte,
- ästhetischer Gesichtspunkte und
- soziologischer Gesichtspunkte

zu vergleichen. Bei der Ausarbeitung der Entwürfe ist besonders auf bekannte typische Schwachstellen zu achten, wie zum Beispiel:

- kurze steife Stützen in Verbindung mit anderen Stützen auf dem gleichen Niveau, insbesondere bei teilweise vorhandenen Füllwänden (z. B. Brüstungen),
- Stützen unter Schubwänden, die nicht über die ganze Höhe durchgehen,
- abrupte Steifigkeitsänderungen durch Änderungen im tragenden System (zum Beispiel bei unterschiedlichen Geschoßgrundrissen),
- Verbindung von Rahmen mit Füllwänden. Schlecht sind weiche Geschosse, entstanden durch weniger Füllwände (nichttragende Wände) im Zusammenwirken mit anderen steiferen Geschossen,
- übermäßige Torsion des Gesamtgebäudes durch ungünstige Steifigkeitsverteilung über den Grundriß,

- Knotenbereiche in Stahlbetonrahmen,
- Stütze-Platte-Verbindung bei Flachdeckenkonstruktionen,
- Fertigteilkonstruktionen mit schwachen Verbindungen.

Die Auswirkung der Verstärkungsmaßnahmen auf das tragende System muß sorgfältig untersucht werden, um sicherzustellen, daß daraus keine Schäden an der vorhandenen tragenden Struktur entstehen. Wenn Schubwände eingefügt werden, sind dafür neue Gründungen nicht nur für das Eigengewicht der Schubwände erforderlich. Es müssen auch die Vertikalkräfte aufgenommen werden, die aus dem Fußpunkteinspannmoment entstehen. Ferner ist auf eine korrekte Lasteinleitung in die Verstärkungselemente zu achten. Wenn Verstärkungen nur in einem einzigen Geschoß angebracht werden, sind die Auswirkungen der vergrößerten Tragfähigkeit und Steifigkeit dieses einen Geschosses auf den Rest des Tragwerks sorgfältig zu untersuchen.

Die Planunterlagen für den endgültig auszuführenden Entwurf sind sorgfältig zu erarbeiten, Details sind besonders übersichtlich darzustellen. Der Konstrukteur sollte sich immer vor Augen halten, daß die ausführende Firma und ihre Mitarbeiter unter Umständen mit der speziellen, bei nachträglichen Verstärkungsmaßnahmen anzuwendenden Technik nicht besonders vertraut sind. Sehr hilfreich kann es auch sein, die einzelnen auszuführenden Arbeiten in der Reihenfolge ihrer Erledigung zusätzlich listenmäßig zu erfassen, um dadurch die auf den Plänen gemachten Aussagen wirkungsvoll zu ergänzen.

3.10.3 Materialien

In diesem Abschnitt werden Materialien und Anwendungstechniken beschrieben, die besonders häufig bei der Bauwerksertüchtigung verwendet werden.

3.10.3.1 Herkömmlicher Ortbeton

Herkömmlicher Ortbeton wird häufig bei der Bauwerksertüchtigung verwendet. In vielen Fällen sind die damit erzielten Ergebnisse nicht besonders befriedigend, insbesondere wegen der Volumensänderung durch Schwinden der normalerweise verwendeten Zemente. Dieses Schwinden verursacht einen schlechten Kontakt zwischen dem neuen und alten Beton und verhindert so eine gute Spannungsübertragung in der Kontaktfläche.

Beim Einbringen des Betons sind Verfahren vorzusehen, die sicherstellen, daß der neue Beton gut mit den älteren Materialien zusammenwirkt. Kontaktoberflächen sind zu reinigen und aufzurauhen, um einen besseren Verbund zu gewährleisten. Geeignete Schalungen können unter Umständen direkt an den vorhandenen älteren Materialien verankert werden. Es sind spezielle Öffnungen vorzusehen, um

- ein ordentliches Einbringen des Betons sicherzustellen,
- ein ausreichendes Verdichten des Betons zu ermöglichen und
- unmittelbar vor dem Betonieren eine letzte Reinigung, z. B. von Sägespänen, und ein ausreichendes Anfeuchten aller Oberflächen zu ermöglichen.

Durch ein intensives Verdichten ist sicherzustellen, daß die durch die Schalung vorgegebenen Hohlräume vollständig gefüllt werden. Ganz besonders wichtig ist eine geeignete und ausreichend lange Nachbehandlung des Betons.

3.10.3.2 Schwindarmer Beton

Beton dieser Art wird hergestellt, indem man Zemente verwendet oder Mittel zugibt, die durch eine Volumensvergrößerung das Schwinden des Betons ausgleichen. Da solche Betone normalerweise nicht benutzt werden, sind ihre Eigenschaften im Rahmen ausreichender Eignungsversuche besonders sorgfältig zu überprüfen.

3.10.3.3 Kunststoffmodifizierte Betone

Bei diesen Betonen wird ein Teil des herkömmlichen Zements durch Zugabe von polymeren Kunststoffen ersetzt. Die Polymere, die normalerweise als Dispersion in Wasser zugegeben werden, wirken auf unterschiedliche Art und Weise. Sie sollen die Eigenschaften der Betone, insbesondere ihre Haftfähigkeit auf dem alten Beton verbessern.

3.10.3.4 Kunstharzbetone

Bei Kunstharzbetonen besteht das Bindemittel aus Kunstharz normalerweise auf der Basis von Zweikomponentenharzsystemen. Eine Komponente besteht dabei aus dem flüssigen Harz (Epoxydharz, Polyesterharz, Polyuretanharz, Acrylharz usw.), dem ein Härter zugegeben wird, der die Polymerisation bewirkt. Kunstharzbeton kann insbesondere überall da verwendet werden, wo es sich um kleine Betonvolumina handelt. Bei der Herstellung sind aber besondere Techniken zu beachten, da die Harze normalerweise temperatur- und feuchtigkeitsempfindlich sind. Es sind also insbesondere getrocknete Zuschlagsstoffe zu verwenden und die Verarbeitungseinschränkungen bei hohen oder niederen Temperaturen zu beachten. Leider haben Kunstharzbetone einige unter Umständen unangenehme Eigenschaften, die besonders zu beachten sind:

- Die vom Hersteller angegebene Verarbeitungszeit ist strikt einzuhalten, um sicherzustellen, daß der Erhärtungsprozeß nicht schon während der Verarbeitung beginnt, da dadurch Festigkeitsminderungen zu befürchten sind.

- Die üblichen Reaktionsharze können normalerweise bei Temperaturen unter +10 °C nicht verwendet werden. Bei besonders warmem Wetter wird die durch die Reaktion entwickelte Eigenwärme zu groß, so daß übermäßiges Schwinden die Folge sein kann.
- Obwohl der direkte Verbund zwischen der Harzkomponente und einer sauberen trockenen Betonoberfläche hervorragend ist, hat Kunstharzbeton oft einen schlechten Verbund mit Beton, weil sich unter Umständen nur eine Punkt-zu-Punkt-Verbindung zwischen den harzüberzogenen Zuschlagsstoffkörnern und dem alten Beton ausbildet. Deshalb ist es wichtig, zuerst eine Beschichtung aus reinem Harz auf die vorhandene Betonoberfläche aufzubringen, um einen guten Verbund sicherzustellen.
- Kunstharzbeton hat eine andere Festigkeit und einen anderen Elastizitätsmodul als normaler Beton. Während normalerweise die Festigkeit höher ist, ist der Elastizitätsmodul unter Umständen deutlich geringer, so daß die erreichte mittragende Wirkung eingeschränkt ist.

Der Konstrukteur sollte deshalb Kunstharzbeton nur verwenden, wenn er sich sorgfältig mit den Eigenschaften und den durch das Material gegebenen Grenzen vertraut gemacht hat. Insbesondere ist auf eine Verträglichkeit mit den im Gebäude vorhandenen Materialien zu achten.

3.10.3.5 Spritzbeton

Spritzbeton wird besonders häufig für die Bauwerksverstärkung verwendet. Das hat seinen Grund in einer ganzen Reihe von Vorteilen. Spritzbeton kann nämlich normalerweise ohne eine zusätzliche Schalung auf Beton- oder Mauerwerksoberflächen aufgebracht werden, um die Querschnittsabmessungen der vorhandenen Tragwerkselemente zu vergrößern. Wichtig ist, daß

- die Oberflächen intensiv gereinigt werden,
- alle losen Teile entfernt werden und
- vorhandene Betonoberflächen aufgerauht werden,

um den Verbund zu verbessern. Spritzbeton hat häufig ein sehr hohes Schwindmaß, deshalb müssen Maßnahmen ergriffen werden, um Rißbildungen durch eine angemessene Bewehrung zu verhindern. Außerdem ist eine intensive Nachbehandlung besonders wichtig. Die Spritzbetonoberfläche kann unter Umständen so rauh belassen werden, wie sie durch Spritzen hergestellt wird. Sollte eine glattere Oberfläche gewünscht werden, so kann in einem weiteren Arbeitsgang eine dünne Lage Feinbeton aufgespritzt werden, der dann wie Putz auf handwerkliche Art nachbearbeitet werden kann.

3.10.3.6 Kunstharz

Kunstharze können verwendet werden, um in den Bauwerken vorhandene Risse durch Injektionen zu schließen oder um Verstärkungslamellen aus Stahlblech aufzukleben. Dafür werden die gleichen Materialien, wie in Abschnitt 3.10.3.4 erwähnt, verwendet. Insbesondere die Anwendungshinweise sind zu beachten.

Kunstharze sind normalerweise nicht sehr temperaturbeständig, das heißt, sie verlieren insbesondere ihre Festigkeit bei höheren Temperaturen. Deshalb sind besondere Vorkehrungen zu treffen, um Teile aus Kunstharzbeton oder mit Kunstharz aufgeklebte Verstärkungslamellen aus Stahl vor erhöhten Temperaturen bei Brand zu schützen oder dafür zu sorgen, daß die Standsicherheit des Gebäudes nicht von diesen Kunstharzbauteilen abhängt. Da Brände nicht unbedingt mit übermäßigen Horizontalkräften verbunden sind, ist diese letztgenannte Forderung unter Umständen ohne weiteres erfüllbar.

3.10.3.7 Mörtel

Mörtel können verwendet werden, um größere Risse durch Injektionen zu schließen. Im Zusammenhang mit Verstärkungsmaßnahmen hat diese bei Reparaturen häufig angewendete Methode aber keine besondere Bedeutung. Deshalb wird hier nicht weiter darauf eingegangen.

3.10.4 Stahlbauten

Eine nachträgliche Vergrößerung der Tragfähigkeit von Bauwerken mit einer tragenden Struktur aus Stahl ist meist sehr leicht zu bewerkstelligen. Deshalb sind solche Bauwerke nicht nur bei Nutzungsänderungen für höhere Nutzlasten, sondern auch bei nachträglichen Anforderungen an die Erdbebensicherheit für Horizontalkräfte leicht zu ertüchtigen. Dafür sind keine speziellen Arbeitsweisen oder Materialien erforderlich. Die Verstärkung wird normalerweise durch angeschweißte oder angeschraubte Stahlteile erreicht, das heißt, es werden nur die im Stahlbau üblichen Materialien und Verbindungsmittel verwendet. Deshalb wird hier auf dieses Problem nicht weiter eingegangen.

3.10.5 Stahlbetonbauten

Zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetonbauten wird normalerweise Ortbeton verwendet. Dann ist großer Wert auf einen guten Verbund zwischen altem und neuem Beton zu legen. Dazu wird die Oberfläche aufgerauht durch Sandstrahlen

oder Abspitzen, durch die Verwendung von Haftvermittlern oder indem spezielle Bewehrungseisen an die freigelegte vorhandene Bewehrung angeschweißt werden. Es ist auch die Ausbildung spezieller Dübel möglich. Wichtig ist eine gute Umschnürung, die durch eine enge Verbügelung erreicht wird. Dadurch wird insbesondere die Zähigkeit (Duktilität) der verstärkten Bauteile erhöht. Ganz besonders ist die Möglichkeit zu beachten, daß durch die Verstärkung die Schnittkräfte innerhalb des Tragwerks umgelagert werden, was unter Umständen zu einer erheblichen Entlastung der nichtverstärkten Bauteile führt. Dann sind aber die zusätzlichen Schnittkräfte bei den verstärkten Bauteilen aufzunehmen.

Stabartige Bauteile wie Stützen, Balken oder Unterzüge können durch Verkleiden mit Stahlprofilen verstärkt werden. Es ist dann aber schwierig, diese Verstärkung über den Knotenbereich hinwegzuführen. Weiter ist es möglich, Stahlbleche mit Harz aufzukleben. Diese Technik ist einfach anzuwenden und hat praktisch keine nennenswerte Vergrößerung der Querschnittsabmessungen der verstärkten Bauteile zur Folge. Es sind aber besondere Maßnahmen zum Schutz vor Feuer und Korrosion für die angeklebten Stahlteile erforderlich. Im folgenden werden die bei einzelnen Bauteilen zu beachtenden Besonderheiten kurz erläutert. Eingehendere Betrachtungen sind in Gavrilovic (1983) enthalten.

3.10.5.1 Stützen

Da Erdbebenkräfte im wesentlichen in horizontaler Richtung wirken, muß bei Stützen vor allem die Biege- und Schubtragfähigkeit verbessert und die Zähigkeit vergrößert werden. Die Biegetragfähigkeit kann man mit einer Vergrößerung des Betonquerschnitts erhöhen, insbesondere wenn zusätzliche Längsbewehrung eingebaut wird. Die Schubtragfähigkeit und insbesondere die Zähigkeit wird verbessert durch eine enge Umschnürung mit Bügeln oder Wendeln. Wichtig kann es auch sein, die Steifigkeit von Stützen innerhalb eines Geschosses zu vergleichmäßigen, indem man sie von Trennwänden, Brüstungen und ähnlichen nichttragenden Bauteilen sauber abtrennt, um damit für alle Stützen innerhalb der tragenden Struktur vergleichbare Verformungsbedingungen zu schaffen.

Vergrößert man die Betonabmessungen nur über die lichte Höhe des Stockwerks, so kann man dadurch zwar die Normalkraftaufnahme und die Schubtragfähigkeit bessern. Dann ist unter Umständen eine erhebliche Vergrößerung der aufnehmbaren Nutzlast möglich. Die Aufnahme größerer Erdbebenlasten kann man dadurch normalerweise nur in sehr eingeschränktem Maße erreichen. Jedoch wird die Biegetragfähigkeit und insbesondere die Zähigkeit vergrößert, wenn der Knotenbereich, also der Durchdringungsbereich von Stütze und Unterzug, in die Verstärkungsmaßnahme mit einbezogen wird. Man kann zum Beispiel in die Deckenplatten Löcher bohren und die Stützenlängsbewehrung über die Geschosse durchführen. Wichtig ist eine gute Umschnürung des Betons im Knotenbereich.

Prinzipiell ist eine *Querschnittsvergrößerung der Stütze mit Beton* dadurch zu erreichen, daß auf einer, auf zwei, auf drei oder auf vier Seiten neuer Betonquer-

schnitt hinzugefügt wird. Insbesondere im Falle einer einseitigen Vergrößerung ist auf eine guten Verbindung zwischen altem und neuem Beton zu achten, was nur durch eine gut überlegte, dicht verlegte und gut verankerte Verbügelung zu erreichen ist. Dazu kann ein Teil des Betons abgespitzt und es können Haken hinter der alten Bewehrung verankert werden. Man kann auch zusätzliche Bügel an der alten Bügelbewehrung oder Längseisen mit speziellen Verbindungseisen an die alten Längseisen anschweißen. Ähnliche Lösungen lassen sich auch bei zwei- und dreiseitiger Querschnittsvergrößerung verwenden. Der übliche Fall ist aber die vierseitige Querschnittsvergrößerung, bei der auch eine nicht mit der alten Bewehrung verbundene Verbügelung denkbar ist. Die beste Umschnürungswirkung erreicht man natürlich bei wendelbewehrten Rundstützen, wobei durch die Querschnittsvergrößerung auch quadratische, in gewissen Grenzen auch rechteckige Stützen durch den Aufbeton in Rundstützen umgewandelt werden können.

Quadratische oder rechteckige Stahlbetonstützen können durch *Anbringen von Stahlwinkeln* an den Ecken verstärkt werden. Diese Stahlprofile werden untereinander durch angeschweißte Laschen verbunden. Wichtig sind ein sattes Anliegen auf dem Beton und ein ausreichender Korrosions- und Brandschutz sowie eine gute Kraftübertragung zwischen den Winkelprofilen und der Deckenkonstruktion. Durch diese Art der Verstärkung wird im allgemeinen eine Verbesserung der Zähigkeit und eine Vergrößerung der Normalkraftaufnahme der Stütze erreicht. Die Steifigkeit wird nur wenig beeinflußt. Diese Vorgehensweise kann vorteilhaft auch als temporäre Maßnahme eingesetzt werden. Die Biegetragfähigkeit von Rahmen oder Skelettbauten läßt sich dadurch allerdings nur in engen Grenzen erhöhen, da die Momentenübertragung im Knotenbereich äußerst schwierig ist.

Eine ähnliche Wirkung läßt sich auch mit einer kompletten *Umschließung der Stützen mit Stahlblechen* erreichen. Dann ist aber besonders auf die saubere und zuverlässige Ausfüllung der Hohlräume zwischen Stahlblech und altem Beton zu achten. Diese Maßnahme ist bei Kreisstützen besonders wirkungsvoll. Die Anmerkungen für den Brand- und Korrosionsschutz sowie über die mangelhafte Momentenübertragung durch den Knotenbereich bei Rahmen- und Skelettbauten sind die gleichen.

3.10.5.2 Balken

Bei der Verstärkung von Balken kommen im Prinzip die gleichen Verfahren und Materialien zur Anwendung wie bei der Stützenverstärkung. Das Maß der Verstärkung sollte darauf abgerichtet sein, die Balkensteifigkeiten kleiner als die Stützensteifigkeiten zu halten, so daß auf alle Fälle Fließgelenke bei Erdbebenbelastung zuerst in den Riegeln auftreten. Als Besonderheit ist die Verankerung großer Schubkräfte im Auflagerbereich zu beachten.

Zur Querschnittsvergrößerung kann auf einer Seite (unten), auf drei (unten und seitlich) oder auf vier Seiten aufbetoniert werden. Um einen guten Verbund zwischen dem alten und dem neuen Beton zu erreichen und um an die Bewehrung

zum Anschweißen herankommen zu können, muß die vorhandene Betonüberdeckung weggespitzt werden.

Je nach Art der Verstärkung überwiegt die Längsbewehrung oder die Schubbewehrung. Eine angemessene Vergrößerung von Schubtragfähigkeit und Zähigkeit sollte durch zusätzliche Bügel sichergestellt werden, die alle vier Seiten des existierenden Balkens umfassen. Die Schenkel dieser Bügel sollten durch Löcher hindurchgesteckt werden, die in die Deckenplatte gebohrt werden, wo sie ausreichend sicher verankert werden können.

Einseitige Verstärkungen, bei denen nur auf der Unterseite Beton zugefügt wird, um die Balkenhöhe zu vergrößern, sollten nur verwendet werden, um die Biegetragfähigkeit in der Balkenmitte zu erhöhen. Die vierseitige Verstärkung vergrößert die Biege- und Schubtragfähigkeit beachtlich, weil sich die Bewehrungsquerschnitte und der Betonquerschnitt sowohl nach Höhe als auch nach Breite vergrößern lassen. Zusatzbewehrung für negative Biegemomente muß über der Plattenoberseite zugefügt werden. Der dafür nötige Aufbeton bereitet unter Umständen Schwierigkeiten bei der Nutzung des Gebäudes.

3.10.5.3 Knotenpunktsbereiche

Der kritischste Bereich von durch Erdbeben belasteten Skelettbauten stellt normalerweise der Knotenpunktsbereich dar. Er ist zweifellos am schwierigsten zu verstärken, weil hier die höchsten Beanspruchungen auftreten. Unter Erdbebenbelastungen können hier Schubbrüche und Verankerungsbrüche stattfinden. Schwere Erdbeben können plastische Gelenke in den Balken unmittelbar neben den Knoten erzeugen. Bei Innenstützen ist die durchlaufende Balkenbewehrung auf beiden Seiten der Knoten unter Umständen bis zum Fließen, aber mit unterschiedlichem Vorzeichen beansprucht. Deshalb muß auf die gute Verankerung dieser Bewehrung besonders geachtet werden.

Bei der *Umhüllung von Knoten mit Beton* ist wegen der Vielzahl einzulegender Bewehrungsstäbe auf ausreichende Abmessungen zu achten. Eine angemessene und eng verlegte Bügelbewehrung, die gut verankert ist und alle Bewehrungsstäbe umschließt, ist von großer Bedeutung.

Die *Verstärkung mit Stahlplatten* kommt hauptsächlich im Industriebau in Frage, wo schwere Rahmen nur in einer Ebene belastet werden. Die Stahlplatten werden nach der geometrischen Konfiguration des Knotenbereichs ausgeschnitten und mit Harz auf den Beton aufgeklebt. Die Stahlplatten sollten in jedem Fall durch den Beton hindurch mit vorgespannten Bolzen verankert werden. Wichtig ist, daß diese Stahlplatten mit der Stützen- und Balkenverstärkung in vernünftiger Weise verbunden sind.

3.10.5.4 Schubwände

Schubwände stellen wegen ihrer großen Steifigkeit und Tragfähigkeit normalerweise den größten Teil des Erdbebenwiderstandes in einem Gebäude dar. Deshalb müssen schwach ausgelegte Schubwände oder unzweckmäßig in einem Gebäude verteilte Schubwände in ihrer Tragfähigkeit signifikant vergrößert werden.

Die *Vergrößerung der Wandstärke* mit Stahlbeton sollte angewendet werden, wenn die Schubtragfähigkeit nicht ausreicht. Die größere Dicke wird zweckmäßigerweise mit netzartig bewehrtem Spritzbeton erreicht, der einseitig oder beidseitig aufgespritzt wird.

Die Biegetragfähigkeit einer Schubwand läßt sich mit Betonflanschen an beiden Enden der Wand vergrößern. Der neue Flanschbeton muß gut von der Bewehrung umschlossen werden, die gute Verankerung des neuen Flanschbetons an der alten Wand ist ganz besonders wichtig.

Es ist besonders darauf hinzuweisen, daß die Schubkräfte zwischen den Schubwänden und den Deckenscheiben sauber übertragen werden müssen. Dazu ist zum Beispiel die Ausbildung von Betondübelverbindungen erforderlich, die in Löcher der existierenden Deckenplatten eingreifen. Diese Löcher können auch verwendet werden, um die Verbindung zur Schubwandverstärkung im darunterliegenden Geschoß herzustellen. Als besonders wirkungsvoll zur Übertragung von Schubkräften auf darunterliegende Stockwerke haben sich Schrägstäbe erwiesen, die durch diese Löcher gesteckt werden.

3.10.5.5 Deckenplatten

Deckenplatten haben normalerweise vertikale Eigengewichts- oder Nutzlasten zu tragen. Jedoch müssen sie im Erdbebenfall über ihre Scheibenwirkung die Einleitung der Horizontalkräfte in die entsprechenden Bauteile sicherstellen und eine wirkungsvolle Aussteifung des Gebäudes bilden. Deshalb müssen auch Deckenplatten eine ausreichende Steifigkeit und Tragfähigkeit besitzen. Gefährdet sind normalerweise Unregelmäßigkeiten besonders in der Nähe von großen Öffnungen oder im Bereich von Treppenhäusern. An eine Verstärkung muß auch im Bereich von neu hinzugefügten Schubwänden gedacht werden.

Die naheliegendste Methode, die Tragfähigkeit einer Platte zu vergrößern, besteht in einer *Vergrößerung der Plattendicke* durch von unten aufgespritzten Beton. Wichtig ist, wie auch bei Balken schon erläutert, eine gute Verankerung der in Auflagernähe auftretenden Schubkräfte. Das läßt sich erreichen, indem man die neue Bewehrung an der vorhandenen anschweißt oder indem man spezielle Dübel verwendet. Die Aufrauhung der Betonoberfläche ist besonders wichtig, weil dadurch der Verbund zwischen altem und neuem Beton verbessert wird.

3.10.5.6 Nichttragende Wände

Nichttragende Wände werden oft aus unbewehrtem Mauerwerk, selten aus Beton hergestellt und sind meistens beidseits verputzt. Sie sollten durch umlaufende Fugen sauber von der tragenden Struktur getrennt werden. Sonst sind sie wegen ihrer großen Steifigkeit bei Erdbeben besonders gefährdet. Sie übernehmen dann Kräfte, für die sie nicht ausgelegt sind und die ihre Tragfähigkeit übersteigen. Schäden sind die unvermeidbare Folge. Möglich wäre auch, diese nichttragenden Wände aus bewehrtem Mauerwerk herzustellen und sie planmäßig mit dem Gebäude zu verbinden. Sie müssen dann aber entsprechend ausgelegt werden. Wenn man diese Innenwände systematisch zum Mittragen heranzieht, wird der Erdbebenwiderstand eines Gebäudes unter Umständen bei minimalen Kosten beträchtlich vergrößert.

Nichttragende (durch Fugen abgetrennte) Wände dürfen die erdbebenbedingten Tragwerksverformungen nicht behindern. Brüstungen können insbesondere Stützen schädigen und dadurch die Tragfähigkeit des gesamten Systems verschlechtern. Ungewollt mittragende Wände können auch, wenn sie exzentrisch angeordnet sind, durch Torsionsanregung des Gebäudes zu unerwünschten Zusatzbelastungen führen.

3.10.5.7 Einführung zusätzlicher tragender Elemente

Als zusätzliche Tragelemente eignen sich besonders Schubwände, um den Erdbebenwiderstand eines Gebäudes zu vergrößern. Man kann:

- Schubwände in einem Stahlbetonskelett einfügen,
- zusätzliche Schubwände bei Schubwandbauweise einfügen und
- zusätzliche Rahmen in einer Skelettkonstruktion einfügen;
- es ist auch noch eine Einfügung von Diagonalen aus Stahl oder Stahlbeton möglich.

In jedem Fall ist wegen der Veränderung der tragenden Struktur und ihres Tragverhaltens ein neuer Standsicherheitsnachweis erforderlich. Dabei ist insbesondere zu berücksichtigen, daß sich das Schwingungsverhalten des neuen Tragwerks wesentlich ändern kann. Man kann:

- die zusätzlichen Elemente mehr oder weniger gleichmäßig über das Tragwerk verteilen, um dadurch eine Konzentration von abgetragenen Erdbebenlasten in Traggliedern mit geringer Tragfähigkeit oder Duktilität zu vermeiden,
- durch zusätzliche Elemente die Verteilung der Horizontalkräfte verbessern, indem der Einfluß von Torsion oder von Unregelmäßigkeiten abgebaut wird,
- einzelnen Elementen oder dem ganzen Tragwerk eine bessere Tragfähigkeit, Steifigkeit und Zähigkeit geben und
- den Verbindungen zwischen neuen und alten Teilen eine bessere Tragfähigkeit geben.

- Insbesondere ist auf die Verträglichkeit von Steifigkeit und Verformungen zwischen den neuen und alten Teilen zu achten.

Wenn zusätzlich neue Schubwände in ein Tragwerk eingefügt werden, ist darauf zu achten, daß insbesondere die Schubkraftüberleitung sichergestellt ist. Dazu können die bereits erläuterten Methoden verwendet werden. Unter Umständen sind die Abmessungen an bestimmten Stellen zu vergrößern. Wichtig ist auch, daß man die Weiterleitung der am unteren Ende der Schubwände wieder abgegebenen Reaktionskräfte sorgfältig überlegt. Durch eine geeignete Konstruktion sollte man vermeiden, daß hier zusätzlich neue Fundamente erforderlich werden. Wichtig ist auch, daß diese zusätzlichen Schubwände an der Abtragung der vertikalen Lasten in angemessener Weise beteiligt werden, um eine ausreichende Auflast sicherzustellen, so daß man klaffende Bodenfugen infolge der horizontalen Erdbebenbelastung vermeiden kann.

Ähnliche Überlegungen gelten bei der Einfügung von Diagonalen. Nachteilig an dieser Art der Ausführung ist, daß alle Kräfte sehr konzentriert eingetragen und abgeschlossen werden müssen.

3.10.5.8 Gründungen

Die Verstärkung von Gründungen ist schwierig, teuer und zeitaufwendig. Sie sollte nur in den folgenden Fällen angewendet werden:

- bei übermäßigen Setzungen infolge schlechten Baugrunds,
- bei zu befürchtenden Schäden in den Fundamenten infolge Überbelastung durch Erdbeben,
- bei einem starken Anwachsen der Eigengewichtslasten infolge der Bauwerksverstärkung,
- bei einem starken Anwachsen der Erdbebenkräfte infolge der Bauwerksverstärkung,
- bei einem starken Anwachsen der rechnerischen Erdbebenkräfte infolge von Änderungen der Vorschriften,
- bei der Notwendigkeit zusätzlicher Gründungen oder vergrößerter Gründungen infolge von Aufstockungen und Anbauten oder
- bei der Notwendigkeit von zusätzlichen Gründungen für zugefügte Bauteile, zum Beispiel neue Schubwände.

Die Verstärkungsmaßnahmen können durchgeführt werden, indem man die existierende Gründung vergrößert, neue Gründungen zufügt oder den Boden verbessert. Da die Fundamentverstärkung sehr schwierig, teuer und zeitaufwendig ist, sollte sie nur in unbedingt notwendigen Fällen durchgeführt werden. Dabei ist zu bedenken, daß Arbeiten am oder unter dem Fundament normalerweise nicht ohne zusätzliche Setzungen erledigt werden können. Die nachteiligen Auswirkungen dieser Setzungen sind zu verfolgen und bei den Berechnungen mit zu berücksichtigen.

3.10.6 Mauerwerksbauten

3.10.6.1 Allgemeines

Bei der Verstärkung von Mauerwerkskonstruktionen aus natürlichen oder künstlichen Steinen werden Methoden verwendet, wie sie bereits für Stahlbeton beschrieben wurden. Bei Mauerwerkskonstruktionen sind die tragenden Teile normalerweise Wände. Beschädigungen sind hauptsächlich aus den folgenden Gründen zu befürchten:

- handwerklich schlechte Ausführung,
- ungenügende Steifigkeit oder ungenügende Aussteifung durch Decken und Dachscheiben,
- Fehlen von Ringankern aus Beton,
- schlechte Verbindung der Außenwände mit den Innenwänden oder
- schlechte Verbindung zwischen Außenwänden und Decken oder Dachscheiben.

Bevor man sich für die Durchführung von Verstärkungsmaßnahmen entscheidet, sollte überprüft werden, ob mit den folgenden Maßnahmen Abhilfe geschaffen werden kann:

- Verringerung des Gebäudeeigengewichts, insbesondere in den oberen Bereichen, zum Beispiel durch Entfernen von schweren Brüstungen, Attiken oder Balkonen sowie durch den Ersatz schwerer Dacheindeckung durch eine leichtere,
- Verringerung der torsionsanregenden Exzentrizität zwischen Massenmittelpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt durch Zufügen neuer Schubwände oder durch Schließen großer Öffnungen in den vorhandenen Wänden,
- bei Unregelmäßigkeiten im Grundriß sind entweder die einzelnen Gebäudeteile durch ausreichend bemessene Verbindungsglieder zusammenzuhängen, oder es sind durchgehende Raumfugen anzuordnen.

3.10.6.2 Verstärkung von Mauerwerk durch Einfassung

Die Tragfähigkeit und Zähigkeit von Mauerwerkswänden läßt sich gut durch Einfassung mit Stahlbetonzargen verbessern. Ganz besonders bietet sich diese Maßnahme an, wenn im Bereich der Decken umlaufende horizontale Ringanker vorhanden sind. Zur Ergänzung dieser horizontalen Bauglieder werden in den Wänden vorzugsweise an den Ecken oder bei der Einbindung von Innenwänden durchgehende vertikale Schlitze durch Herausnehmen von Steinen hergestellt. In diese Schlitze wird ein gut verbügelter Bewehrungskorb mit mindestens vier Längseisen (Durchmesser 14 mm) eingebracht. Die Längseisen sollten ausreichend in das darüber- und das darunterliegende Geschoß einbinden. Diese Schlitze lassen sich in der Flucht

der Mauerwerksoberfläche einschalen und von oben her ausbetonieren. Wichtig ist eine gute Verbindung mit dem horizontalen Ringanker. Durch diese Stahlbetonglieder wird eine Zarge gebildet, die das Mauerwerksfeld allseitig umschließt. Das Seitenverhältnis sollte 2 : 1 nicht überschreiten. Notfalls sind die Felder durch Einfügen zusätzlicher vertikaler Bauteile zu unterteilen. Die vertikalen Stahlbetonglieder sollten nicht dicker als die Wand sein. Sie sollten nicht zur Aufnahme vertikaler Lasten herangezogen werden. Um eine sichere Zargenwirkung zu garantieren, sind sie mit einer ausreichenden Zugbewehrung zu versehen. Es ist auf eine gute Verzahnung zwischen eingefügten Stahlbetonbauteilen und dem vorhandenen Mauerwerk zu achten.

Ist ein durchlaufender horizontaler Ringanker in Deckenhöhe nicht vorhanden, zum Beispiel bei Holzbalkendecken, so muß er unbedingt eingefügt werden, weil sonst die Zargenwirkung nicht zustande kommt.

3.10.6.3 Verstärkung von Wänden durch Stahlprofile

Prinzipiell lassen sich die vorher geschilderten Stahlbetonzargen auch mit Stahlprofilen herstellen. Für Stahl bietet sich aber noch eine andere Anwendung an. Durch Aufbringen von Stahlprofilen auf die Wandoberfläche ist es möglich, die Tragfähigkeit und die Verformbarkeit von Wänden vor allem bei Belastungen quer zu ihrer Ebene zu vergrößern. Dazu werden Löcher durch die Wände gebohrt und die aufgebrachten Stahlprofile mit Bolzen befestigt. Zweckmäßigerweise werden die Stahlprofile paarweise auf beiden Wandseiten angebracht. Natürlich müssen diese Stahlprofile so weit nach oben und unten geführt werden, daß sie in der Lage sind, die auf sie entfallenden Horizontalkräfte sicher an die tragende Struktur abzugeben.

3.10.6.4 Verstärkung von Wänden mit Spritzbeton

Diese Art der Verstärkung wird besonders häufig angewandt. Man erreicht damit sowohl eine Erhöhung der Tragfähigkeit als auch der Steifigkeit und des Verformungsvermögens. Dazu müssen die Wandoberflächen von jeder Art Verputz, von Farbe, Staub und losen Steinen vollständig und sorgfältig gereinigt werden. Die Spritzbetonschicht wird zweckmäßigerweise mit Baustahlgewebematten bewehrt. Zuvor wird die Wand in einem 50 oder 60 cm Raster durchbohrt, um die beidseits angebrachte Spritzbetonbeschichtung durch durchgesteckte Anker gut miteinander zu verbinden. Derartige Anker sind insbesondere an Ecken und bei der Einbindung von Innenwänden vorzusehen, um die an diesen Stellen von der Spritzbetonschale abgegebenen Kräfte korrekt weiterzuleiten. Eine besondere Aufmerksamkeit ist dabei allen einspringenden Ecken zu widmen. Außerdem sind Löcher durch bestehende Decken erforderlich, um auch hier eine ordnungsgemäße Weiterleitung der Kräfte durch durchgesteckte Bewehrung und durchlaufende Spritzbetonschale sicherzustellen. Wichtig ist auch eine gute Sicherung an den Ecken von Fenstern

und Türöffnungen, da von den Spannungskonzentrationen dieser Ecken des öfteren Risse ausgehen.

Normalerweise ist es sinnvoll, die Wände ganzflächig und beidseitig mit einer Spritzbetonschale zu versehen. Es sind aber auch Fälle denkbar, bei denen man mit einer einschaligen Spritzbetonbeschichtung auskommt. Dann aber ist auf guten Verbund zwischen bestehendem Mauerwerk und aufgespritzter Betonschicht besonders zu achten. Die bereits erwähnten Löcher sind dann eventuell in einem engeren Raster zu bohren, sie werden nicht durchgehend ausgeführt, und in diese Löcher werden mit geeignetem Mörtel oder auch mit Harz hakenförmige Anker eingeklebt. Unter Umständen ist es auch möglich, Wände nur teilweise zu beschichten, indem man sich auf eine Sicherung der Ecken, der Fenster- und Türlaibungen beschränkt.

3.10.6.5 Verstärkung durch Injektionen

Ob und wie weit Mauerwerk durch Zement- oder Harzinjektionen verstärkt werden kann, hängt hauptsächlich von der Tatsache ab, ob und wie viele Hohlräume im Mauerwerk vorhanden sind und ob es gelingt, diese Hohlräume durch die Injektion mehr oder weniger vollständig auszufüllen. Dieses Verfahren wird hauptsächlich bei historischem Natursteinmauerwerk angewandt und hat dafür auch seine besondere Berechtigung. Wichtig ist, daß die Injektionsmaßnahme mit anderen Maßnahmen zur Mauerwerksverstärkung verbunden wird, um die Wirkung der Injektionen sicherzustellen. Da ist einmal zu denken an eine Vernadelung, das heißt, man wird in einem engen Raster Löcher quer durch die Wand bohren und in diese sogenannte Nadeln aus dünnem Bewehrungsstahl einsetzen, die dort mit Zement- oder Kunstharzmörtel fixiert werden. Sie haben hauptsächlich die Aufgabe, die beiden normalerweise vorhandenen Mauerwerksschalen zusammenzuhalten und ein Versagen des Mauerwerks durch Ausbrechen quer zu seiner Ebene zu verhindern. Außerdem werden häufig kräftige Anker in das Mauerwerk eingebracht, die über die ganze Länge durchlaufen. Sie gestatten außerdem das Aufbringen einer mäßigen Mauerwerksvorspannung in horizontaler Richtung, die in Kombination mit einer vertikalen Vorspannung aus Auflast das Tragverhalten des Mauerwerks günstig beeinflußt. Man wird diese Anker normalerweise in Höhe der Geschoßdecken einziehen, um dadurch die Wirkung der bereits im vergangenen Abschnitt besprochenen Ringanker zu erzeugen. Zur ordentlichen Einleitung der Vorspannkraft sind entsprechende Ankerplatten zu verwenden. Zur besseren Lasteinleitung sind kleine Stahlbetonbankette vorzusehen, die in herausgestemmten Mauerwerksnischen untergebracht werden. Insbesondere ist auf eine gute Verträglichkeit der zur Injektion verwendeten Materialien mit den im Gebäude vorhandenen Baustoffen zu achten. Mauerwerk mit gipshaltigem Mörtel läßt sich nicht durch Zementinjektionen verstärken.

3.10.6.6 Verstärkung durch horizontale Scheiben

Eine ganz besondere Bedeutung besitzt die Aussteifung von Bauwerken durch horizontale Scheiben. Diese Scheiben werden normalerweise durch die Decken gebildet und haben die Aufgabe, die im Inneren bei Erdbeben anfallenden Trägheitskräfte gleichmäßig auf die tragende Struktur so zu verteilen, daß die Erdbebenkräfte von den tragenden Wänden im wesentlichen durch Scheibenwirkung aufgenommen werden können. Dazu müssen diese horizontalen Scheiben eine gewisse Mindesttragfähigkeit und Mindeststeifigkeit haben. Große Anforderungen an ihre Zähigkeit werden normalerweise nicht gestellt, da ihr plastisches Verformungsvermögen im Versagensfall von Bauwerken praktisch nie gefordert wird. Es ist wohl überflüssig zu betonen, daß sorgfältig durchkonstruierte Stahlbetondecken, die gut mit der tragenden Struktur verbunden sind, diese Forderungen am besten erfüllen. Bei Holzbalkendecken ist eine zug- und druckfeste Verbindung der Deckenbalken mit dem Mauerwerk unbedingt erforderlich. Dadurch wird auch ein gutes Zusammenwirken mit den bereits erwähnten Ringankern sichergestellt. Auf alle Fälle unabdingbar ist auch eine zug- und druckfeste Verbindung quer zur Haupttragrichtung, was durch an den Balken befestigte Stahlprofile bewerkstelligt werden kann, die dann gut mit dem Ringbalken zu verbinden sind. Um die erwünschte Tragwirkung der Deckenscheiben sicherzustellen, ist auch eine gewisse Schubsteifigkeit erforderlich. Sie kann z. B. durch Aufnageln von großformatigen Sperrholztafeln erreicht werden. Auch eine zweilagige Beplankung aus gekreuzten Brettern kann diese Bedingung erfüllen. Es wurde auch schon versucht, auf Holzbalkendecken bewehrte Stahlbetonestriche aufzubringen, um die Scheibenwirkung sicherzustellen. Diese Estriche sind mindestens 4, besser 5 cm dick auszuführen und mit einem engmaschigen Baustahlgewebe zu bewehren. Eine intensive Nachbehandlung zur Vermeidung von Rißbildungen ist unbedingt erforderlich. Eine saubere Weiterleitung der Kräfte auf tragende Bauteile ist durch eine gute Durchbildung dieser Detailpunkte sicherzustellen.

3.10.7 Wissensdefizite

In der jüngeren Vergangenheit wurden eine ganze Reihe von Versuchen an Einzelbauteilen wie Stützen und Balken durchgeführt. Es zeigte sich ganz deutlich, daß das Zusammenwirken der alten und neuen Teile die Tragfähigkeit, die Steifigkeit und die Zähigkeit maßgeblich beeinflußt. Untersuchungsergebnisse wurden aber nur von Einzelbauteilen bekannt. Was praktisch nicht untersucht wurde, sind Knotenbereiche und Durchdringungsstellen sowie das Zusammenwirken im Gesamtbauwerk oder in einzelnen signifikanten Bauteilgruppen wie zum Beispiel ganzen Geschossen. Fragestellungen dieser Art sollten deshalb vorrangig untersucht werden.

Wie bereits erwähnt, ist die Qualität des Verbunds zwischen altem und neuem Beton ausschlaggebend für das Zusammenwirken. Es ist deshalb zu untersuchen, wie dieser Verbund abhängt von

- der Betongüte der alten Bauteile,
- der Betongüte der neuen Bauteile,
- der Oberflächenvorbereitung wie Sandstrahlen, Abspitzen oder steinmetzmäßiges Aufrauhen,
- der Nachbehandlung des Betons oder
- der Verwendung sogenannter Haftvermittler.

Da es, wie im Verlauf der Bestandsaufnahme ausführlich erläutert, auch Lösungen gibt, die ihre Kräfte kaum oder gar nicht über den Verbund übertragen, ist die Qualität dieser Lösungen im Versuch zu untersuchen. Verbundkräfte können dabei ganz oder teilweise durch Symmetriebedingungen, zum Beispiel vierseitige Umhüllung von Stützen oder Balken, oder durch die Verwendung spezieller Mittel zur Kraftüberleitung vermieden werden. Dafür kommen in Frage Anschweißen an der Bewehrung oder Einsetzen von Dollen, Dübeln oder Ankern sowie die Verwendung von Betonkonsolen, die in entsprechende Aussparungen des alten Betons eingreifen. Da diese Mittel in der Wirklichkeit insbesondere bei der Herstellung unter Baustellenbedingungen ihre ideale Wirkungsweise niemals voll entfalten können, ist eine versuchstechnische Nachprüfung ihrer Wirkungsweise erforderlich. Dabei sind Lösungen zu bevorzugen, die durch geringen Aufwand und leichte Ausführbarkeit nicht nur wirtschaftliche Vorteile versprechen, sondern auch eine leichtere Erfüllung der zu erzielenden hohen Qualitäten ermöglichen.

Es ist klar, daß hierfür sehr umfangreiche Untersuchungen unterschiedlichster Art an den verschiedensten Versuchskörpern erforderlich sind. Ein Versuchsprogramm hierfür wurde noch nicht ausgearbeitet.

3.10.8 Literatur

Abdel-Halim, M. A. H., Schorn, H. (1989): Strength evaluation of shotcrete-repaired beams, ACI Stuctural Journal, May–June 1989, 272–276.

Bett, B.J., Klingner, R.E., und Jirsa, J.O. (1988): Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns, ACI Structural Journal, Title No. 85–S48, Sept.–Oct. 1988, 499–508.

Eibl, J., Wörner, R. (1989): Nachträglich mit Faserspritzbeton verstärkte Schutzraumbauteile unter Stoßbeanspruchung, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, unveröffentlichter Forschungsbericht.

Eibl, J., Bachmann, H. (1990): Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. *85*, 1–4.

Gavrilovic, P. et al. (1983): Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vol. 5, Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brickmasonry Buildings, UNDP/UNIDO RER/79/015, Wien.

Giuffrè, A. (1989): Mechanics of historical masonry and strengthening criteria, European Association for Earthquake Engineering 15th Regional Seminar on Earthquake Engineering, Ravello, Italy, 61–122

Holzenkämpfer, P. (1989): Ingenieurmodell für das Verbundsystem Stahlbeton und Klebelasche, DAfStb-Kolloquium, Braunschweig, S. 35–38.

Hugenschmidt, F. (1980): Verstärken bestehender Betonkonstruktionen mittels geklebter Armierungen, VDI-Berichte Nr. *384*, 77–90.

Ivanyi, G., Buschmeyer, W. (1990): Schubversuche an Platten und (Platten-)Balken mit nachträglich ergänzter Druckzone ohne Verbundbewehrung, Beton- und Stahlbetonbau *85*, 15–17.

Ivanyi, G. (1989): Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen durch nachträgliche Ergänzung der Druckzone, Bautechnik *66*, 221–224.

Kallin, E. (1988): Bügelbewehrung in querschnittsverstärkender Spritzbetonschale, 21. DAfStb-Kolloquium, Hannover.

Petermann, H., Elefant, U. M. et al. (1985): Querschnittsverstärkung von Stahlbetonbauteilen, Bauplanung – Bautechnik, 39. Jahrg., Heft 6, 261–263.

Richtlinien für die Ausbesserung und Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Oktober 1983.

Rostasy, F. S., Ranisch, E. H., Thiel, C. (1988): Verstärkung von Stahlbetonplatten durch angeklebte Laschen aus glasfaserverstärktem Kunststoff, Kurzberichte aus der Bauvorschung, Nr. 18, 67–71.

Ruffert, G. (1988): Verstärkung von Stahlbetonstützen in einem Hochhaus durch Spritzbeton, Bautenschutz und Bausanierung, 11. Jahrg., 4–12.

Ruffert, G. (1981): Verstärkung von Stahlbetondecken in der Psychiatrischen Landesklinik Wiesloch, Die Bautechnik *3*, 97–98.

Wierig, H. J., Scholz, E. (1982): Traglastversuche an nachträglich mit Spritzbeton verstärkten Stahlbetonbauteilen, Schlußbericht zum Forschungsvorhaben, Hannover.

Weitere Literaturstellen, die für den vorliegenden Bericht nur teilweise ausgewertet wurden, können z. B. auch in den folgenden Tagungsberichten gefunden werden, die jeweils ein ganzes Kapitel zu diesem Thema enthalten:

Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 9, Topic 6, Engineering Analysis of Structural Damage after Strong Earthquake; Repair and Strengthening of Structures after Earthquakes, Moskau, 1990.

Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VII, Topic 12.4, Strengthening of Structures, Tokio-Kyoto, 1988.

Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 9, Topic 11, Repair and Strengthening of Usual Structures and Monuments, Lisbon, 1986.

3.11 Regelwerke

Hans-Joachim Dolling

3.11.1 Einleitung

Regelwerke für erdbebensicheres Bauen, in den meisten Fällen Normen, häufig aber auch Ausarbeitungen von Ingenieursvereinigungen und speziellen staatlich eingesetzten Ausschüssen, umfassen Vorschriften und Empfehlungen für alle relevanten Daten von der Erdbebeneinwirkung bis zur Bemessung der einzelnen Bauteile und Einbauten, stehen also in bezug zu allen vorangegangenen Kapiteln 3.1 bis 3.10. Sie sollen dem jeweiligen Stand der Technik entsprechen und werden ihm darum ständig angepaßt.

Wann die ersten geschriebenen Regeln für Bauwerke in Erdbebengebieten entstanden sind, ist von hier aus nicht festzustellen. Wie überall im Bauwesen, wurden solche Regeln früher von den Baumeistern direkt an ihre Schüler weitervermittelt. In besonders von Erdbeben heimgesuchten Ländern mit alter Zivilisation, zum Beispiel China und Japan, haben sich schon frühzeitig Baukonstruktionen entwickelt, die auch nach stärkeren horizontalen Verschiebungen noch standsicher waren. Sie haben sich zum Beispiel in der Architektur ihrer Tempel niedergeschlagen (Abb. 3.11.1).

Als Folge des hohen Standes der Technik und der Zunahme der Bevölkerungsdichte bestehen die verheerenden Folgen von Erdbeben nicht nur im Einsturz von Bauwerken. Die sekundären Folgen durch den Bruch von Dämmen, Zerstörung von Versorgungsleitungen, Freisetzung von giftigen Chemikalien und radioaktiver Strahlung können viel schwerer sein. Das bedeutet, Erdbebensicherheit ist in viel höherem Maße als in früheren Jahrhunderten ein Bestandteil der öffentlichen Sicherheit, für die der Staat Verantwortung trägt. Er tut dies durch Regelwerke, die er als Grundlage für die bauaufsichtliche Zulassung für verbindlich erklärt. Während in früherer Zeit (und in unterentwickelten Gegenden zum Teil noch heute) Erdbeben und ihre verheerenden Folgen als gottgegeben hingenommen werden, ist man heute durch genauere Abschätzung der Erdbebenstärke einerseits und durch

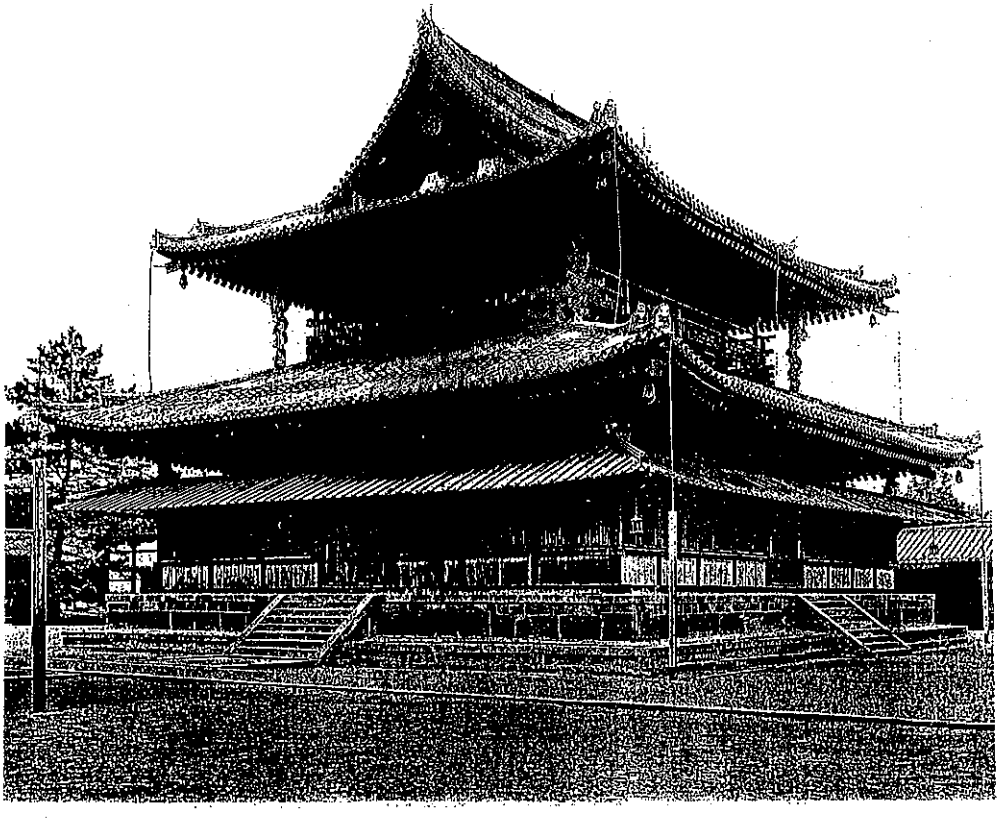


Abb. 3.11.1: Goldene Halle von Horyuji bei Nara, Japan, erbaut 714.
Kondo of the Horyuji Monastery near Nara, Japan, built 714.

genauere Berechnungs- und Konstruktionsmethoden andererseits auch in der Lage, erdbebensicher zu bauen. Nach der letzten Zusammenstellung der International Association of Earthquake Engineering (Earthquake Resistant Regulation, a World List 1988) haben 36 Staaten Erdbebennormen eingeführt. Weitere kommen ständig dazu. Unter ihnen auch solche, in denen Erdbeben mit verhältnismäßig kleiner Stärke und geringen Schäden auftreten.

Während die erwähnten Normen für übliche Hochbauten gelten, gibt es in einigen Ländern Regelwerke für besondere Bauwerke, vor allem für Kernkraftwerke, nach dem Stand der Kenntnis von 1987 in neun Ländern. Infolge des Zusammenwachsens der Weltwirtschaft und internationaler Ausschreibungspraxis für größere Bauwerke wächst der Wunsch nach übernationalen Regelwerken. Während die International Standards Organisation (ISO) bisher nur grobe Anhaltswerte für das Bauen in Erdbebengebieten hervorgebracht hat, entsteht in der Europäischen

Gemeinschaft ein umfangreiches Regelwerk für Hochbauten, Brücken, Türme und Masten, Silos und Tanks sowie Grundbauwerke, das nach der bisherigen Konzeption für die EG- und EFTA-Länder verbindlich eingeführt wird.

3.11.2 Regelwerke für übliche Hochbauten

Nach den Erhebungen der "International Association of Earthquake Engineering" (IAEE) von 1988 gab es in 36 Staaten solche Regelwerke. Sie sind in "Earthquake Resistant Regulations" (1989) in vollem Wortlaut abgedruckt und in Tabelle 3.11.1 mit dem Jahr der jeweils gültigen Ausgabe, so weit bekannt, aufgezählt. In der Zwischenzeit ist, soweit dem Verfasser bekannt, die Schweizerische Norm SIA 160 (1989) hinzugekommen. Ferner gibt es, wie erwähnt, die ISO Norm 3010 „Bases of Design of Structures – Seismic Actions on Structures" (1988) und Eurocode 8 „Structures in Seismic Regions – Design, Part. 1, General and Buildings". Im allgemeinen enthalten die Regelwerke die nachfolgend aufgezählten Bestandteile:

- Einschränkung des Geltungsbereichs auf gewisse Bauwerksarten,
- Einteilung des Staates in Erdbebenzonen,

Tab. 3.11.1: Staaten, in den Regelwerke für übliche Hochbauten existieren.
Countries with Earthquake Resistant Regulations for Buildings.

Staat	Ausgabe	Staat	Ausgabe
Algerien	1983	Indonesien	1983
Argentinien		Iran	1988
Australien	1979	Israel	1975
Österreich	1961	Italien	1986
Bulgarien	1964	Japan	
Kanada	1985	Mexiko	1987
Chile	1972	Neuseeland	1984
China	1979	Nikaragua	1983
Kolumbien	1981	Peru	
Costa Rica	1986	Philippinen	
Kuba	1964	Portugal	1983
Ägypten	1988	Rumänien	1981
El Salvador	1966	Spanien	1974
Äthiopien	1983	Türkei	1975
Frankreich	1967	Sowjetunion	
Bundesrepublik Deutschland	1981	USA	1988
Griechenland	1984	Venezuela	
Indien	1984	Jugoslawien	1982

- konstruktive Anforderungen an das Gebäude,
- Bestimmung der Erdbebenbelastung (im allgemeinen statische Ersatzkräfte),
- Berücksichtigung der Torsion,
- zu berücksichtigende Lastkombinationen aus Eigengewicht, Verkehrslasten und Schnee,
- Bemessungsgregeln und Sicherheitsbeiwerte für die hauptsächlichen Konstruktionsmaterialien Stahlbeton, Stahl, Holz, Mauerwerk, Gründungen.

Von wesentlicher Bedeutung ist die Bestimmung der Erdbebenbelastung. Für Hochbauten werden dazu Ersatzkräfte ermittelt, die an Punkten angreifen, in denen man sich die Masse eines gewissen Bauabschnitts konzentriert denkt, im allgemeinen die Ebenen der Stockwerksdecken. Zur Berücksichtigung verschiedener Einflüsse wird die als Trägheitskraft $a \cdot M$ (a = Erdbebenbeschleunigung des jeweiligen Punktes, M konzentriert gedachte Masse) entstehende Ersatzkraft mit Korrekturfaktoren versehen. Schematisch kann man nach Paulay, Bachmann und Moser (1990) schreiben

$$F_{tot} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 \cdot \bar{\alpha}_o \cdot M \qquad (1)$$

Darin bedeuten die einzelnen Faktoren:

F_{tot}: Ersatzkraft

α_1: Seismischer Faktor oder Zonenfaktor
Die meisten Länder sind in geographische Erdbebenzonen eingeteilt, denen je ein seismischer Faktor zugeordnet ist. Dieser Faktor, multipliziert mit dem Grundwert der maximalen Bodenbeschleunigung $\bar{a}_o$, ergibt die der Bemessung zugrunde zu legende maximale Bodenbeschleunigung a_o.

α_2: Dynamischer Faktor
Der dynamische Faktor berücksichtigt die Tatsache, daß die Antwortschwingung des Bauwerks im allgemeinen wesentlich stärker ist als die Erregerfunktion an dessen Fußpunkt (Amplifikation). Er ist frequenzabhängig und berücksichtigt den Verlauf des Bemessungsspektrums. Der dynamische Faktor weist zum Beispiel für kalifornische Verhältnisse und für eine Dämpfung von fünf Prozent der kritischen Dämpfung als Mittelwert im Bereich zwischen etwa 2 und 7 Hz einen Wert von 2.12 auf (UBC 1988).

α_3: Baugrundfaktor
Der Baugrund kann zu Eigenschwingungen angeregt werden, wodurch am Fußpunkt des Bauwerks eine in Amplitude und Frequenz von der Erdbebenerregung im tieferen Untergrund (Grundgebirge) erheblich verschiedene Bodenbewegung entstehen kann. Die Bodenbeschleunigung wird deshalb in Abhängigkeit von Untergrund (Bodensteifigkeit, Schichtstärke, Baugrundeigenfrequenz usw.) und Bauwerkseigenfrequenz mit einem Baugrundfaktor modifiziert.

α_4: Dämpfungsfaktor
Dieser Faktor berücksichtigt eine Veränderung der beim dynamischen Faktor angesetzten Dämpfung, welche für Stahlbetonhochbauten unter Erdbebenbeanspruchung meist als fünf Prozent der kritischen Dämpfung angenommen wird. In speziellen Fällen wie bei Türmen, Schornsteinen, Masten usw. kann die Dämpfung jedoch sehr gering und dieser Faktor von erheblicher Bedeutung sein.

α_5: Konstruktionsfaktor
Ein duktiles Verhalten des Tragwerks führt zu einer Abminderung der Ersatzkräfte, die mit dem Konstruktionsfaktor entsprechend dem im Tragwerk möglichen Verschiebeduktilitätsfaktor berücksichtigt wird. In gewissen Normen, z. B. (UBC 1988), wird der reziproke Wert, das heißt $1/\alpha_5$, als Konstruktionsfaktor bezeichnet. In der Schweizerischen Norm SIA 160 (1989) wird mit dem Konstruktionsfaktor auch die Überfestigkeit (Bemessung mit reduzierten Werten) berücksichtigt.

α_6: Risikofaktor
Die Höhe des voraussichtlichen mittleren Schadens beeinflußt die als zumutbar empfundenen Aufwendungen, diesen zu reduzieren. Bei einem großen zu erwartenden Schaden wird durch den Risikofaktor die Ersatzkraft vergrößert und damit die in Rechnung gestellte Wiederkehrperiode erhöht (Beispiel: Theater- und Konzertsäle).

α_7: Wichtigkeitsfaktor
Je nach Wichtigkeit (Bedeutung) des Bauwerks, zum Beispiel bezüglich Erhaltung seiner Funktion im Falle eines Erdbebens, wird die Ersatzkraft durch diesen Faktor verändert. Da der Wichtigkeitsfaktor die gleichen Auswirkungen hat wie der Risikofaktor, werden sie in den Normen oft verknüpft (Anwendung z. B. bei Bauten der Infrastruktur wie Spitäler oder Feuerwehrgebäude).

$\bar{a}_o$ Beschleunigung
Grundwert der maximalen Bodenbeschleunigung.

M: Gebäudemasse
Masse entsprechend den Dauerlasten W des Gebäudes und den wahrscheinlich vorhandenen Nutzlasten ($M = W/g$, mit W = Gewicht und g = Erdbeschleunigung).

Die in Gleichung (1) angeführten Faktoren überschneiden sich teilweise oder ganz, andere werden je nach Vorgehen oder Norm zusammengefaßt. Bedeutsam ist die Tatsache, daß mehrere Faktoren eigentlich die Wiederkehrperiode der berechneten Ersatzkraft verändern, ohne daß dies offensichtlich ist (Risikofaktor, Wichtigkeitsfaktor). Ein direktes Vorgehen, etwa anhand einer Funktion in Abhängigkeit von

der Wiederkehrperiode zusammen mit Regeln über die anzunehmenden Werte, etwa in Funktion von Schadenausmaß und Wichtigkeit, würde das Verständnis wesentlich erleichtern. Auch wäre der Einfluß der verschiedenen Randbedingungen einfacher abschätzbar.

Wie sehr sich die einzelnen Normen unterscheiden können, zeigt eine Vergleichsrechnung in Paulay, Bachmann und Moser (1990) für ein sechsgeschossiges Wohngebäude auf mittelsteifem Baugrund für eine Erdbebenintensität von VII–VIII nach fünf verschiedenen Normen, nämlich nach

- der Amerikanischen Norm UBC (1988),
- der Neuseeländischen Norm NZS 4203 (Entwurf 1986),
- der Deutschen Norm DIN 4149, Teil 1 (1981)
- der Österreichischen Norm B 4015, Teil 1 (1979),
- der Schweizerischen Norm SIA 160 (1989).

Für die Ersatzkraft F^*_{tot} (als Summe der Stockwerksersatzkräfte) und das Kippmoment M_{tot} ergeben sich die Werte nach Tabelle 3.11.2.

Tab. 3.11.2: Vergleich von Ersatzkraft und Kippmoment nach fünf verschiedenen Normen aus Paulay, Bachmann und Moser (1990) (H = Gebäudehöhe).
Comparison of equivalent force and moment according to five different standards.

Land	Norm	F^*_{tot}	F^*_{tot}/F^*_{totUSA}	M^*_{tot}
USA	UBC (1988)	0,238 gM	100 %	0,173 HgM
NZ	NZS 4203 (Entwurf 1986)	0,224 gM	94 %	0,162 HgM
BRD	DIN 4149, Teil 1 (1981)	0,077 gM	32 %	0,056 HgM
A	B4015, Teil 1 (1979)	0,114 gM	48 %	0,083 HgM
CH	SIA 160 (1989)	0,106 gM	45 %	0,077 HgM

Man erkennt deutlich die schärferen Bestimmungen in den Ländern mit höherer Seismizität USA und Neuseeland.

Von ebenso großer Bedeutung wie die Bestimmung der Erdbebenbelastung sind die Konzeption der konstruktiven Durchbildung des Gebäudes und die Bemessung der Querschnitte. Das Wesen der erdbebensicheren Auslegung von Bauwerken ist die Dissipation der eingeleiteten Energie ohne Schäden bei kleinen Erdbeben, ohne größere Schäden bei mittleren Erdbeben und ohne Einsturz bei Starkbeben. Die Energiedissipation ist im plastischen Verformungsbereich um ein Vielfaches größer als im elastischen Bereich. Es kommt also darauf an, die plastischen Bereiche so zu bemessen, daß auch bei größeren Verformungen die Standsicherheit nicht gefährdet ist. Am konsequentesten wird dieses Ziel in der Neuseeländischen Norm verankert, indem plastische Gelenke oder Bereiche bewußt an bestimmte Stellen gelegt und

ausreichend bemessen werden, während die übrigen Bauteile sich nur elastisch verformen (Kapazitätsmessung Paulay, Bachmann und Moser (1990). Bei Rahmentragwerken kann dies zum Beispiel erreicht werden durch Gelenke in den Riegeln anstelle von Gelenken in den unteren Stützen (Abb. 3.11.2.) In Mexiko zum Beispiel stürzten 1985 viele Gebäude ein, die sich nach Abbildung 3.11.2b verformten. Einige der erwähnten Regelwerke enthalten auch Empfehlung für die Wiederinstandsetzung erdbebengeschädigter Bauten.

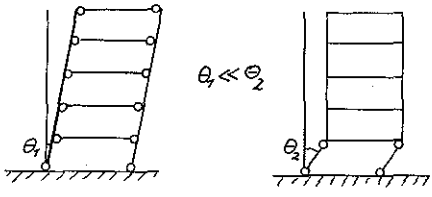


Abb. 3.11.2: Vergleich verschiedener Mechanismen: Energiedissipation a) vorwiegend in zahlreichen Riegelfließgelenken eines Rahmenmechanismus mit Riegelgelenken (Riegelmechanismus) und b) in wenigen Stützenfließgelenken eines Stockwerkmechanismus (Stützenmechanismus), aus Paulay, Bachmann und Moser (1990).
Comparison of different mechanisms of energy dissipation: a) in many and b) in few plastic hinges.

3.11.3 Regelwerke für Sonderbauwerke

Unter Sonderbauwerk sollen hier alle von üblichen Hochbauten verschiedene Baukonstruktionen verstanden werden, zum Beispiel Brücken, Türme und Masten, Silos und Tanks, unterirdische Pipelines, Stützbauwerke, Staumauern, chemische Anlagen, Kraftwerke und Kernkraftwerke.

Sie unterscheiden sich von Hochbauten einerseits durch eine andere Konstruktion, andererseits durch ein höheres Risiko wegen ihrer Sekundärfolgen. In einigen der im vorigen Abschnitt erwähnten Regelwerke sind bereits Sonderbauwerke erfaßt, zum Beispiel in denen von

Indien:	Türme, Brücken, Staudämme, Tanks;
Israel:	alle Bauwerke mit Ausnahme solcher mit höherem Gefahrenrisiko;
Japan:	Wasserwerke, Hafenanlagen, Öl-Pipelines, Tunnel, Brücken, Dämme, Hochdruckanlagen;
Portugal:	Brücken;
UdSSR:	Straßen, Brücken, Pipelines, Dämme, Tunnel, Wasserkraftanlagen;

Schweiz:	Bauwerke aller Art;
Eurocode 8 (vorgesehen):	Brücken, Türme, Masten, Silos, Tanks, Grundbauwerke.

Wo keine besonderen Regelwerke bestehen, ist die Erdbebenauslegung in die Verantwortung der entwerfenden Ingenieure gelegt. Häufig sind zur Prüfung der Berechnungen besondere Kommissionen eingerichtet worden. Anregungen, wie in Deutschland bei Pfahlgründungen, Brücken, Talsperren und Flüssigkeitsbehältern in Anlehnung an ausländische Normen zu verfahren ist, enthält Müller und Keintzel (1984).

Eine besondere Stellung unter den Sonderbauwerken nehmen Kernkraftwerke und nukleare Aufbereitungsanlagen ein. Wegen der Gefahr der radioaktiven Verseuchung von Wasser, Boden und Luft in länderübergreifendem Ausmaß sind umfangreiche Forschungsarbeiten zur Risikoanalyse, zur Erdbebenbelastung an den jeweiligen Standorten sowie zur Erdbebenberechnung der Bauwerke und Anlagen geleistet worden, die sich auch in den Regelwerken niedergeschlagen haben. Eine Auflistung aller Regelwerke für Nuklearanlagen, die in unregelmäßigen Abständen (zuletzt 1987) überarbeitet wird (Fichtner und Becker 1987), enthält 3600 Dokumente, darunter 68 zur Erdbebenauslegung. Die wichtigsten Regelwerke stammen aus den USA, der Bundesrepublik Deutschland und von der Internationalen Atomenergiebehörde. Da Kernkraftwerke nur von wenigen Ländern geliefert werden können, werden bei internationalen Ausschreibungen meist die amerikanischen oder deutschen Richtlinien zugrunde gelegt. Gegenüber den im Abschnitt 3.11.2 genannten Prozeduren ergeben sich folgende Abweichungen:

- Man unterscheidet Auslegungserdbeben (nach denen ein Kraftwerk weiterarbeiten kann) und Sicherheitserdbeben (bei dem das Kraftwerk sicher abgeschaltet werden kann und keine radioaktiven Substanzen austreten dürfen).
- Für jeden Standort müssen Erdbebencharakteristiken in geologischen und seismischen Gutachten festgelegt werden.
- Der Berechnung ist nicht eine statische Ersatzkraft, sondern das Antwortspektrum für den jeweiligen Standort oder der Zeitverlauf der Erdbebenbeschleunigung zugrunde zu legen.
- Für die einzelnen Teilbereiche der Berechnung sind detaillierte Vorschriften vorhanden, zum Beispiel in der deutschen Richtlinie des Kerntechnischen Ausschusses:

  KTA 2201 Auslegung von Kernkraftwerken – seismische Einwirkungen,
  - Teil 1 Grundsätze
  - Teil 2 Baugrund
  - Teil 3 Auslegung der baulichen Anlagen
  - Teil 4 Auslegung der maschinen- und elektrotechnischen Anlagen
  - Teil 5 Seismische Instrumentierung
  - Teil 6 Maßnahmen nach Erdbeben

Die Anstrengungen für Kernkraftwerke haben die Auslegung von Bauwerken generell ein gutes Stück weitergebracht.

3.11.4 Wissensdefizite und Schlußfolgerungen

Der Einsturz von Gebäuden zum Beispiel während des Mexiko-Erdbebens 1985 oder des Alaska-Erdbebens 1964, welche nach den geltenden Regelwerken gebaut worden waren, weisen auf eindringliche Weise auf Lücken in diesen Regelwerken hin (Housner 1989). Im folgenden werden wichtige Lücken genannt:

1. Erstellung von einheitlichen Erdbebenkarten, aus denen Erdbebenmagnitude, Intensität und möglichst Antwortspektren in Abhängigkeit von der Wiederkehrperiode hervorgehen (zum Beispiel war die Stadt Tangshan/China, 1976 fast völlig durch Erdbeben zerstört, nicht als Erdbebengebiet klassifiziert). Hier sollten auch Gebiete einbezogen werden, die in letzter Zeit nicht seismisch aktiv waren, aber infolge ihres geologischen Aufbaus gefährdet sind.
2. Vereinheitlichung der Regelwerke derart, daß sie unabhängig von der wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit eines Landes und entsprechend gewählter Sicherheitsfaktoren miteinander verglichen werden können.
3. Ergänzung bestehender Regelwerke für Hochbauten durch solche für Sonderbauwerke (beim Loma-Prieta-Erdbeben 1989 stürzten zahlreiche Straßenbrücken ein).
4. Gezielter Einsatz duktiler Bauteile, wie zum Beispiel bei der Kapazitätsbemessung, die in die Neuseeländische Norm NZS 4203 (1984) eingeführt wurde.
5. Strengere Überwachung der Bauarbeiten (Abnahmevorschriften). Viele Einstürze von Häusern bei Erdbeben sind auf Mängel bei der Bauausführung zurückzuführen.
6. Richtlinien für einfache Häuser (low cost housing) je nach regionaler Eigenart.
7. Empfehlungen für das Verhalten der Bevölkerung bei und nach Erdbeben in häufiger heimgesuchten Gebieten.
8. Regeln für die Verstärkung von Bauwerken, die nicht entsprechend der tatsächlich aufgetretenen oder zu erwartenden Erdbebenbelastung errichtet sind.
9. Regeln für die Reparatur erdbebengeschädigter Bauwerke.

3.11.5 Literatur

Earthquake Resistant Regulations – A World List – 1988, herausgegeben von der IAEE; Gakujutsu Bunken Fukyu-Kaim, Tokyo.

Eurocode 8, Bauwerke in Erdbebengebieten – Entwurf. Teil 1 erscheint demnächst.

Fichtner, N., Becker, K. (1987): Nuclear and Radiation Protection Standards, Berlin: Beuth-Verlag.

Housner, G. W. (1989): Coping with Natural Disasters – The International Decade for Natural Disaster Reduction. The Second Mallet-Milue Lecture. SECED, London 1989.

ISO 3010 (1988), Bases for design of structures – Seismic actions on structures.
Müller, F. P., Keintzel, E. (1984): Erdbebensicherung von Hochbauten, 2. Auflage. Berlin: Ernst und Sohn.
NZS 4203 (1984): New Zealand Standard. General Structural Design and Design Leadings for Buildings. Standards Assoziation of New Zealand, Wellington.
Paulay, Th., Bachmann, H., Moser, K. (1990): Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Basel-Boston-Berlin: Birkhäuser.
Schweizerische Norm SIA 160 (1989), Einwirkungen auf Tragwerke. Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
UBC (1988): Uniform Building Code; Chapter 23, Section 23.12; Earthquake Regulations, International Conference of Building Officials, USA.

3.12 Ursachenforschung bei Erdbebenkatastrophen

Martin Steinwachs

3.12.1 Einleitung

Bei dem Erdbeben am 20. Juni 1990 im Nordiran, das nach dem Tangshan-Beben 1976 die größte Erdbebenkatastrophe in der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts war, spielten als Ursache für das Ausmaß der Katastrophe – wie bei den meisten bisher untersuchten Erdbebenkatastrophen – die speziellen regional bedingten Verhältnisse eine große Rolle. Nach den Informationen, die über diese Katastrophe vorliegen, sind überwiegend ländliche Siedlungen in gefährdeten instabilen Hanglagen vernichtet worden. Bei dem Erdbeben, das eine maximale Bodenbeschleunigung von 0.65 g erreichte, kamen 40 000 Menschen ums Leben (Moinfar et al. 1990; IIEES 1990). Die Ursachen sind im Detail bisher nicht bekannt. Man muß davon ausgehen, daß beim Wiederaufbau die vorhandenen Kenntnisse über Siedlungsplanung, Hangrutschungen und über den Bau erdbebenwiderstandsfähiger ländlicher Bauten – um nur einige Beispiele zu nennen – nicht ausreichend berücksichtigt werden können und so das Erdbebenrisiko für die Bewohner auf nahezu gleichem Niveau wie vor dem 20. Juni 1990 bestehen bleiben könnte.

Wie dieses Beispiel, so zeigen weltweite Erfahrungen in diesem Bereich, daß in vielen Regionen die Betroffenen aus Gründen der Mentalität, der Religiösität oder aus mangelnder Allgemeinbildung Erdbebenkatastrophen als ein unabwendbares Schicksal betrachten. Zu diesem Fatalismus kommt oft ein psychologischer Verdrängungseffekt. Befragungen der betroffenen Bevölkerung nach Naturkatastrophen haben ergeben, daß die Wiederkehrperiode eines Naturereignisses subjektiv gegenüber der objektiv bestimmten im allgemeinen unterschätzt wird (Steuer 1979) und daß das Verhalten der Betroffenen nach der Katastrophe oft irrational bestimmt ist. So wurde aus einem zerstörten Dorf im Erdbebengebiet von Friaul 1976 berichtet, daß die Glocken aus den Trümmern der Dorfkirche unversehrt geborgen werden konnten. Dies wurde als ein Zeichen gewertet. Ungeachtet der objektiven Gefährdung des Standortes bei zukünftigen Erdbeben weigerten sich die Bewohner des

Dorfes, sich an einer geplanten Umsiedlung zu beteiligen (Geipel 1977). So sind es oft psychologische und soziologische Effekte zusammen mit politisch bedingten Hindernissen in den betroffenen Ländern, die überwunden werden müssen, wenn man die Minderung von Katastrophen nach Naturereignissen, wie Erdbeben, Vulkanausbrüche, Wirbelstürme und anderem, erreichen will. Die wissenschaftliche Erarbeitung von Fakten über Ausmaß und Ursachen einer Katastrophe ist eine wichtige Voraussetzung dafür, die Regierungen und lokalen Behörden sowie die betroffene Bevölkerung von der Notwendigkeit wirksamer vorbeugender Maßnahmen überzeugen zu können.

3.12.2 Status und Zielrichtung von Erdbebenkatastrophenuntersuchungen vor Beginn der Dekade

Wenn auch Erdbeben nach dem gegenwärtigen Stand von Wissenschaft und Technik noch nicht verhindert, abgemindert oder sicher vorhergesagt werden können, so lassen sich doch ihre schadenbringenden Wirkungen auf die menschliche Zivilisation durch geeignete vorbeugende Maßnahmen verringern, denn wie bei anderen Naturkatastrophen, so hängt auch beim Erdbeben das Ausmaß der Katastrophe nicht nur von der Stärke des Ereignisses selbst, das heißt von der Erdbebenmagnitude (Richterskala), sondern im allgemeinen von mehreren unterschiedlichen Faktoren ab. Hier sind im wesentlichen folgende Faktoren zu nennen: Komplexität des Bruchvorganges in der Erdkruste, Anregung von Tsunami (Erdbebenflutwellen), Resonanzerscheinungen des Baugrundes, induzierte Erdrutsche, dynamische Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Boden, Konstruktion der Bauwerke, Qualität der Baustoffe und Effektivität der lokalen bauamtlichen Überwachung. Nur die sorgfältige interdisziplinär angelegte Erforschung der von Erdbebenkatastrophen betroffenen Regionen kann die Basisdaten für regional greifende Maßnahmen zur Verhinderung oder Verminderung solcher Katastrophen liefern.

Erste Untersuchungen von Erdbebenkatastrophen durch international zusammengesetzte Expertenteams wurden in den 60er und 70er Jahren im Auftrage der UNESCO durchgeführt. Im amerikanischen Raum und in einigen Fällen auch außerhalb Amerikas führt das „Earthquake Engineering Research Institute (EERI)" in Berkeley (Kalifornien) Untersuchungen mit Expertenteams in Erdbebenkatastrophengebieten durch (fast ausschließlich US-Wissenschaftler). Andere Länder senden sporadisch Expertenteams in Erdbebenkatastrophengebiete (Japan, Frankreich, Großbritannien, Italien, Australien). In der Bundesrepublik führt die Münchener Rückversicherung Untersuchungen von Naturkatastrophen mit Schwerpunkt auf versicherungswirtschaftlichen Aspekten durch (Münchener Rück 1972, 1976, 1980, 1990).

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik e. V. (DGEB) verfügt in Deutschland über einen Mitgliederbestand von Fachleuten, die im engeren oder weiteren Sinne mit Problemen der Erdbebensicherheit von Bau-

werken und Anlagen im In- und Ausland beschäftigt sind. Da von deutschen Unternehmen in großem Umfang Industriegüter ins Ausland exportiert und Industrieanlagen und Bauwerke dort projektiert werden in Regionen, die nicht selten ein hohes Erdbebengefährdungspotential aufweisen, hat es sich die DGEB zur Aufgabe gemacht, Untersuchungen großer Erdbebenkatastrophen durch ihre Mitglieder anzuregen und zu organisieren (Steinwachs 1991). Hierdurch soll ein Beitrag dazu geleistet werden, das „know-how" auf diesem Gebiet zu verbessern und insbesondere im Bereich der praktischen Erfahrungen dem Niveau anderer bedeutender Exportländer wie Japans und der USA anzunähern.

Obwohl bisher für solche Untersuchungen nur in geringem Umfang Mittel zur Verfügung standen, konnten von Mitgliedern der DGEB die Erdbebenkatastrophen in Guatemala (Steinwachs 1979), Mexiko (Berz 1988; Steinwachs 1988; Waas 1988), El Salvador (Henseleit und Graham 1988), Armenien (Steinwachs 1989) und Kalifornien/Loma Prieta (Klein et al. 1992) untersucht und die Ergebnisse publiziert werden. Eine interdisziplinäre Untersuchung wurde von der DGEB-Arbeitsgruppe „Wissenschaftlich-technische Task Force und Erdbebenkatastrophenforschung" nach dem Erdbeben am 13. März 1992 in Erzincan/Ostanatolien durchgeführt. Bei der Katastrophe kamen ca. 1000 Menschen ums Leben. Eine Publikation über die Untersuchungsergebnisse ist in Vorbereitung (Steinwachs et al., in Vorbereitung). Gegenstand solcher Untersuchungen sind

- Lage des Hypozentrums und der Herdvorgang,
- Ausbreitungsmechanismen der Erdbebenwellen, z.B. Interferenzen, multiple Reflexionen usw.,
- sichtbare Spuren des Erdbebens im Gelände: Verwerfungen, Risse durch Bodenverflüssigung, Hangrutschungen, Felsbruch, Schäden durch Tsunami, Sandauswurf und Senkungen,
- Schwingungseigenschaften des Baugrundes (soil amplification),
- Schäden an Versorgungsleitungen und Kommunikationssystemen,
- Schäden an Verkehrswegen und -anlagen (Straßen, Schienen, Brücken, Tunnel, Landebahnen, Hafenanlagen),
- Schäden an Staudämmen,
- Schäden an Wohn-, Verwaltungs- und Industriebauten,
- Schäden an technischen Anlagen.

3.12.3 Beispiel einer Fallstudie der Ursachen für das Ausmaß der Erdbebenkatastrophe am 19. September 1985 in Mexiko-Stadt

Vergleicht man die Erdbebenkatastrophe in Mexiko mit anderen schweren Schadensbeben, so kann man feststellen, daß dieses Ereignis zwei Besonderheiten aufweist:

1. Die katastrophalen Schäden traten nicht wie bei „normalen" Erdbebenkatastrophen in der Nähe des Epizentrums an der Küste auf, sondern in einer Entfernung von ca. 350 km vom Epizentrum in Mexiko-Stadt, das auf weichem Untergrund gebaut ist, welcher für sein ausgeprägtes seismisches Resonanzverhalten bekannt ist („Mexiko City Effect"),
2. Die Schäden konzentrierten sich auf moderne Stahlbetonhochhäuser. Mit der wachsenden Verbreitung der Stahlbeton-Skelettbauweise sind in anderen Gebieten solche Erdbebenschäden zwar auch beobachtet worden, so 1966 in Caracas, 1977 in Bukarest und 1980 in El Asnam. Das Ausmaß der Schäden an Stahlbetonhochhäusern, das in Mexiko-Stadt zur Katastrophe mit ca. 10 000 Todesopfern geführt hat, übertraf jedoch die schlimmsten Befürchtungen und ist weltweit ohne Beispiel.

Nach dem Erdbeben setzten internationale Untersuchungen der Katastrophe mit unterschiedlicher Zielrichtung und fachlicher Spezialisierung ein (Watabe 1986; Prince et al. 1985; Anderson et al. 1986; Houston und Kanamori 1986; Rosenblueth und Meli 1986; Unam Seismol. Group 1986 u a.). Die Untersuchung, über die hier als Fallstudie berichtet werden soll, konzentrierte sich auf die Ursache der oben unter 2. aufgeführten Beobachtungen (Steinwachs 1988). Unter Berücksichtigung der großtektonischen Situation und der Seismizität des Herdgebietes, das in einer Subduktionszone des zirkumpazifischen Erdbebengürtels liegt, wurde zunächst versucht, eine Antwort auf folgende Frage zu finden: Warum ist es bei dem Mexikobeben von 1985 („Michuacan-Beben") zu einer Katastrophe gekommen, obwohl es in der Vergangenheit im gleichen Herdgebiet häufig Erdbeben mit annähernd gleicher Magnitude und Herdflächenlösung gegeben hat, die lediglich begrenzte Schäden in Mexiko-Stadt zur Folge hatten? Ein Beispiel dafür ist das Erdbeben am 14. 3. 1979 („Petatlanbeben"), dessen Magnitude, Epizentralentfernung und Herdflächenlösung sich nur geringfügig von den entsprechenden Parametern des Michuacanbebens unterscheiden, bei dem jedoch nur begrenzte Schäden in Mexiko-Stadt beobachtet worden sind.

Durch Vergleich des Michuacanbebens mit dem Petatlanbeben kommt die Fallstudie unter Einbeziehung der bodendynamischen und bautechnischen Aspekte zu dem Ergebnis, daß der komplexe Ablauf des Bruchvorganges im Erdbebenherd, der als multipler Bruchvorgang bezeichnet wird, eine der primären und entscheidenden Ursachen für das Ausmaß der Katastrophe gewesen ist. Bei dem Vergleich des Michuacanbebens (1985) mit dem Petatlanbeben (1979) wurde berücksichtigt, daß zwischen 1979 und 1985 sicherlich einige Stahlbetonhochhäuser in Mexiko-Stadt gebaut worden sind, die als potentielle Schadensobjekte zusätzlich in Betracht kommen, und daß durch vorangegangene Erdbeben in Mexiko-Stadt einige Bauwerke vorgeschädigt und möglicherweise unzureichend repariert gewesen sein könnten.

Der in seinen Auswirkungen ingenieurseismologisch relevante Teil des Herdvorganges bestand aus einem Haupt- und einem Nachbeben, zwischen denen nur eine zeitliche Verzögerung von 25 Sekunden lag. Dies zeigen sowohl die Aufzeichnungen der Starkbebeninstrumente aus dem Herd- und Schadensgebiet als auch einige tele-

seismische Seismogramme des weltweiten Erdbebenstationsnetzes. Sehr deutlich ergab sich dies aus der Auswertung der teleseismischen Seismogramme des Michuacan- und des Petatlanbebens, die von der Station GRF in Erlangen registriert worden sind. Diese Registrierungen sind besonders aussagekräftig, da es sich dabei um Breitbandseismogramme handelt, die über einen umfangreichen Informationsinhalt verfügen (Abb. 3.12.1).

Der multiple Bruchvorgang führte in Mexiko-Stadt deshalb zur Katastrophe, weil es aufgrund des langen Wellenweges vom Epizentrum bis zum Schadensgebiet und wegen der Resonanzeffekte des Bodens zu Überlagerungen der bei den beiden Bruchvorgängen nacheinander abgestrahlten Erdbebenwellen gekommen ist. Die durch den weichen Untergrund gefilterten nahezu sinusförmigen Wellen haben

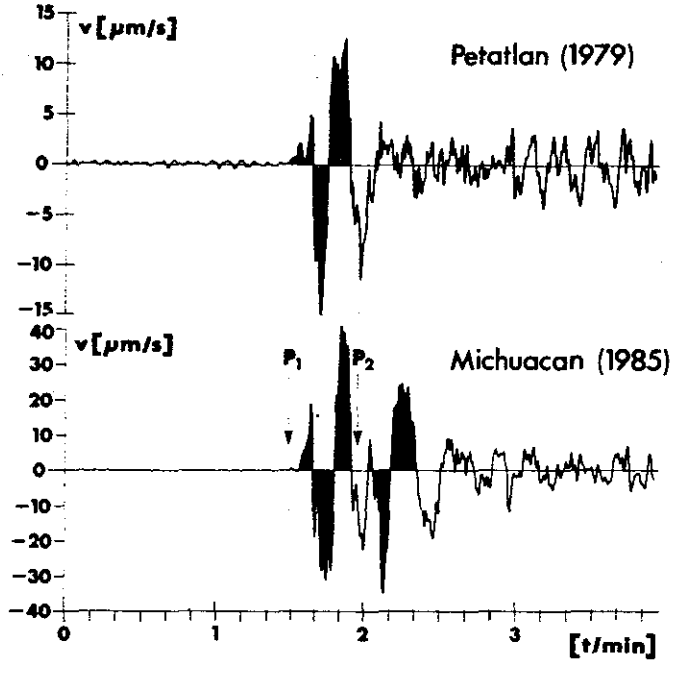


Abb. 3.12.1: Fallstudie zur Ursachenforschung von Erdbebenkatastrophen nach Steinwachs (1988). Seismogramme der Station GRF (Erlangen). Die beiden Erdbeben hatten etwa gleiche Magnitude und etwa gleiche Epizentralentfernung von Mexiko-Stadt. Es führte jedoch nur das 1985er Beben, auf das schon nach 25 Sekunden ein starkes Nachbeben folgte, zur Katastrophe.

Case study to investigate to causes of earthquake disasters (after Steinwachs 1988). Seismogramms recorded at the GRF station, Erlangen. Boten earthquakes had nearly the same magnitude and the same expricentral distance from Mexico-City. However, only the 1985 earthqake, during an aftershock followed only 25 seconds after the main shock, resulted in a disaster.

durch Interferenz Amplitudenüberhöhungen und damit unerwartet hohe selektive Bodenbeschleunigungen zur Folge gehabt. Das Nachschwingen des weichen Untergrundes hat dazu geführt, daß das Hauptbeben ohne „Pause" in das Nachbeben übergegangen ist, so daß es in Mexiko-Stadt zu einer sehr lange andauernden Starkbebenphase (T = 108 s) mit den bekannten verheerenden Folgen für schwingungsfähige Bauwerke gekommen ist.

Der Vergleich des beobachteten Antwortspektrums im Schadensgebiet von Mexiko-Stadt mit dem Entwurfsantwortspektrum der mexikanischen Erdbebenbauvorschriften zeigt, daß letzteres während des Michuacanbebens erheblich überschritten wurde (Abb. 3.12.2). Dazu kommt die durch die überlange Starkbebenphase bedingte große Zahl der Lastwechsel, für welche die Stahlbetonstützen, -riegel und andere Bauteile nicht ausgelegt waren. Für die Bewohner eines beim Hauptbeben beschädigten Hochhauses in Mexiko-Stadt bedeutete dies, daß ihnen wegen der ungewöhnlich kurzen Folge von Haupt- und Nachbeben keine Zeit blieb, das Haus rechtzeitig vor dem Nachbeben, das heißt im allgemeinen vor dem vollständigen Einsturz zu verlassen.

Gezielte Verbesserung der Bauvorschriften unter Berücksichtigung extremer Parameter für die Bodenanregung, zum Beispiel im Zusammenhang mit der Dauer

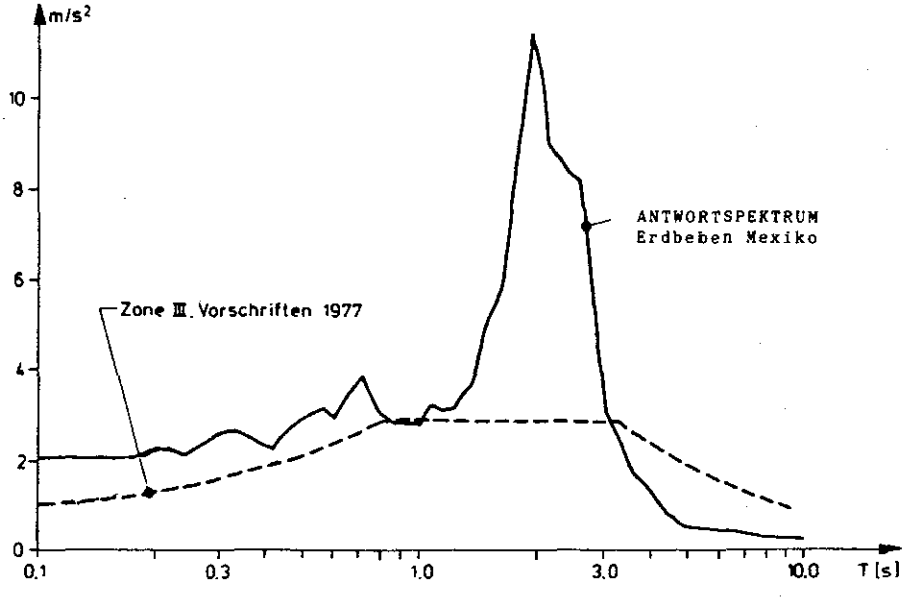


Abb. 3.12.2: Vergleich des Antwortspektrums der horizontalen Bodenbeschleunigung im Schadensgebiet in Mexiko-Stadt mit dem Entwurfsantwortspektrum der mexikanischen Erdbebenbauvorschriften für das Schadensgebiet nach Waas (1988).
Comparison between the response spectrum of the horizontal ground acceleration in the damaged area in Mexico-City and the design response spectrum in the building code for the damaged post of the city (after Waas 1988).

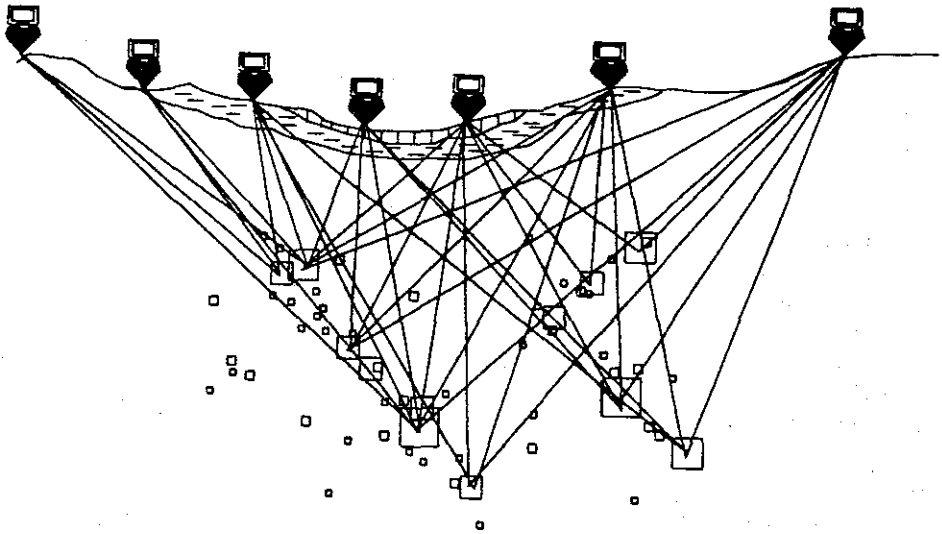


Abb. 3.12.3: Prinzip der Ermittlung der 3-D-Geschwindigkeits- und Absorptionsstruktur mit tomographischen Verfahren durch Registrierung von Nachbeben. Die Bereiche, die von vielen sich kreuzenden Strahlen durchstoßen werden, lassen sich gut rekonstruieren. Aufgrund der im allgemeinen großen Zahl von Nachbeben nach einem starken Hauptbeben ergibt sich eine gute räumliche Überdeckung (Steinwachs und Scherbaum 1991).
Determination of the 3-D velocity and absorption patterns using tomographie methods by recording of aftershocks. The areas where many intersecting wave paths meet can be easily reconstructed. As satisfactory spatial coverage results from the large number of aftershocks usually occurring after a strong earthquake (Steinwachs and Scherbaum 1991).

der Starkbebenphase, sowie die Verbesserung und Gewährleistung einer effektiven bauamtlichen Überprüfung von Konstruktion, Bauausführung und Baumaterialien sind hier die wichtigsten vorbeugenden Maßnahmen, die sich aus der Untersuchung ergeben.

3.12.4 Wissensdefizite und Forschungsbedarf

Wie das Fallbeispiel zeigt, können unerwartet große Parameter der Bodenanregung – zum Beispiel überlange Starkbebenphase – Ursache für das Ausmaß einer Erdbebenkatastrophe sein. Bei anderen Erdbebenkatastrophen können andere Faktoren eine Rolle spielen. So waren beispielsweise die Ursachen für die Katastrophe am 7. 12. 1988 in Armenien Mängel in der Konstruktion und Ausführung von Fertigteil-Bauwerken (Steinwachs 1989).

Eine systematische weltweite Untersuchung der Erdbebenkatastrophen auf breiter interdisziplinärer Basis insbesondere während der Katastrophe unter Einbeziehung von Nachbebenregistrierungen mit mobilen Meßstationen ist die Voraussetzung für wirksame Maßnahmen zur Minderung von Erdbebenkatastrophen. Da starke Nachbeben für die Sicherheit der betroffenen Bewohner nach einer Erdbebenkatastrophe von größter Bedeutung sind, sollte die Vorhersageforschung mit Bezug auf starke Nachbeben intensiviert werden. Hier liegen noch Wissenslücken vor, die durch Nachbebenuntersuchungen in einem Katastrophengebiet unmittelbar nach dem Hauptbeben geschlossen werden könnten (Abb. 3.12.3). Außerdem liegen noch nicht genug Registrierungen der Bodenbeschleunigungen starker Erdbeben aus dem Herdgebiet vor, um in Verbindung mit der erdbebensicheren Auslegung von Bauwerken und technischen Anlagen ausreichendes Material für statistische Aussagen zu standortspezifischen Antwortspektren machen zu können. Registrierungen starker Nachbeben mit transportablen Beschleunigungsmessern im Rahmen von Task Forces sind erforderlich.

Es ist selbstverständlich, daß solche Untersuchungen generell in enger Zusammenarbeit mit den Fachkollegen in den betroffenen Ländern durchgeführt werden.

3.12.5 Literatur

Anderson, J. G. et al. (1986): Strong ground motion from the Michuacan, Mexiko, earthquake. Science *233*.

Berz, G. (1988): Das Erdbeben am 19. September 1985 in Mexiko – Volkswirtschaftliche Aspekte, Erdbebenversicherung, Schadensregulierung und künftige Risikobeurteilung. In: Steinwachs, M. (Hrsg): Ausbreitung von Erschütterungen im Boden und Bauwerk. Trans Tech Publ., Clausthal.

Geipel, R. (1977): Friaul – Sozialgeographische Aspekte einer Erdbebenkatastrophe. Münchener Geogr. Hefte Nr. 40.

Henseleit. O., Graham C. (1988): Das Erdbeben von San Salvador 1986. Beton und Stahlbeton *83*.

Houston, G. W., Kanamori, H. (1986): Source characteristics of the 1985 Michuacan, Mexico, earthquake at periodes of 1 to 30 seconds. Geophys. Res. Letter *13* (6), Washington.

IIEES (Intern. Inst. of Earthquake Engineering and Seismology) (1990): The Manjil-Roudbar Earthquake of Juni 1990. Prelim. Brief Report, Teharan.

Klein, G., Henseleit, O., Scherer, R., Schneider, G. (1992): Das Loma Prieta Erdbeben am 17. Oktober 1989. Bericht einer Erkundungsgruppe der Deutschen Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik. – Schriftenreihe der DGEB, Heft 2 „IDNDR".

Moifar, A. A., Naderzadeh A. (1990): The Manjil, Iran, Earthquake of 20 June 1990. – An immediate and priliminary report. Ministry of Housing and Urban Development, Islamic Republic of Iran, Teharan.

Münchener Rück (1972): Managua – A Study of the 1972 Earthquake.
Münchener Rück (1976): Guatemala '76 – Erdbeben der Karibischen Platte.
Münchener Rück (1980): Erdbebenforschung in China.
Münchener Rück (1990): The Newcastle Earthquake '89.
Prince, J. et al. (1985): Espectos de las componentes horizontales registradas por los acelerogramas digitales de Mexico, D.F. Sismo del 19 de setiembre de 1985. Informe IPS-10D, Instituto de Ingenieria, UNAM, Mexico.
Rosenblueth, E., Meli, R. (1986): The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico-City. Concrete International.
Steuer, M. (1979): Wahrnehmung und Bewertung von Naturrisiken am Beispiel zweier ausgewählter Gemeindefraktionen im Friaul. Münchener Geographische Hefte Nr. *43*.
Steinwachs, M. (1979): Das Erdbeben vom 4. Februar 1976 in Guatemala. Vortrag auf der Jahrestagung der Deutschen Geophysikalischen Gesellschaft in Kiel.
Steinwachs, M. (1982): A mobile array for digital recording and interpretation of local earthquakes – a prerequisite for the prediction of strong aftershocks – Proceedings of the 7th ECEE, Athens, Greece.
Steinwachs, M. (1988): Das Erdbeben am 19. September 1985 in Mexiko – Ingenieurseismologische Aspekte eines multiplen Subduktionsbebens. In: Steinwachs, M. (Hrsg): Ausbreitung von Erschütterungen im Boden und Bauwerk. Trans Tech Publ., Clausthal.
Steinwachs, M. (1989): Das Erdbeben am 7. Dezember 1988 in Armenien. In: Untersuchungen von Erdbebenkatastrophen durch Teams der Deutschen Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB) Mexiko 1985, El Salvador 1986, Armenien 1988. DGEB Bericht.
Steinwachs, M. (1991): Investigations of Recent Disastrous Earthquakes by German Expert Missions. 5th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, University of Karlsruhe.
Steinwachs, M., Scherbaum, F. (1991): Ursachenforschung bei Erdbebenkatastrophen. Vortragsband des Kolloquiums „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik" 9.–11. 1. 1991 in Potsdam, Hrgb. P. Knoll und D. Werner.
Unam Seismological Group (1986): The September 1985 Michuacan earthquakes: Aftershock distribution and history of rupture. Geophys. Res. Letter *13* (6) Washington.
Waas, G. (1988): Das Erdbeben am 19. September 1985 in Mexiko – bodendynamische und bautechnische Aspekte. In: Steinwachs, M. (Hrsg.): Ausbreitung von Erschütterungen im Boden und Bauwerk. Trans Tech Publ., Clausthal.
Watabe, M. (1986): State-of-the-art Report on the Demage Features Due to the Mexican Earthquake of September 19, 1985. – Japan. Inst. Industr. Science. University of Tokyo.

3.13 Katastrophenvorsorge

Rainer Härta, Gerhard Berz

3.13.1 Erdbebenvorsorgeprogramme

Die umfangreichen Aktivitäten in Kalifornien sowie in Japan zur Entwicklung von Vorsorgeprogrammen können als vorbildlich gelten. Kalifornien hat mit dem „California Earthquake Preparedness Program" das umfassendste Programm dieser Art auf Staatsebene in den USA. Dieses Vorsorgeprogramm ist mit seinen verschiedenen Teilaufgaben auf eine Anzahl von staatlichen, regionalen und lokalen Behörden sowie den privaten Sektor aufgeteilt worden. Dabei leistet jede der beteiligten Stellen durch den jeweils zugewiesenen Untersuchungsbereich einen Teilbeitrag zu einem umfassenden Gesamtüberblick über den aktuellen Stand der Vorsorgemaßnahmen und die anzustrebenden Verbesserungen. Dazu werden Studien etwa über Sicherheitsvorschriften in der Baugesetzgebung, über Landnutzungsplanungen oder auch über die Wirkungen von Wohlfahrtsprogrammen zur Erdbebenvorsorge erstellt (Earthquake Engineering Research Institute 1990, S. 127).
Zur Erdbebenvorsorgeplanung hat das „Southern California Earthquake Preparedness Projekt" einen idealtypischen Fünf-Phasen-Prozeß entwickelt. Dieser gliedert sich im einzelnen in die Schritte

- Gefahrenerkennung und Risikoeinschätzung,
- Entwicklung und Anwendung von seismischen Sicherheitsstandards,
- Entwurf von Strategien zur Gefahrenminderung und Vorsorge,
- Entwicklung eines Erdbebenschutzprogramms und
- Entwicklung eines fortzuschreibenden Mehrjahresplanes.

Dabei wird auch die Entwicklung von Szenarien über mögliche Erdbebenkatastrophen und entsprechende Reaktionen miteinbezogen (Brown et al. 1986, S. 129). Ein wichtiger Faktor, der bei der Ausarbeitung von Vorsorgeplänen noch stärker als bisher zu berücksichtigen ist, ist die Erhaltung der Funktionstüchtigkeit von Infrastruk-

turen wie Verkehrs-, Kommunikations-, Versorgungs- und Entsorgungsnetzen (Sherif 1982, S. 1579 ff.).

In Japan wurden im Rahmen von Vorsorgeplänen verschiedene Evakuierungskonzepte auf lokaler Ebene erarbeitet, mit deren Hilfe sich die betroffene Bevölkerung im Erdbebenfall auf festgelegten Routen in Sicherheit bringen soll (Earthquake Engineering Research Institute 1990, S. 108). Sowohl in Kalifornien als auch in Japan haben inzwischen auch Unternehmen der Privatwirtschaft eigene Vorsorgepläne für ihren jeweiligen Betriebsbereich entwickelt, um im Ernstfall für den Schutz der Mitarbeiter und der Betriebsanlagen vorbereitet zu sein (Earthquake Engineering Research Institute 1990, S. 135, 149).

3.13.2 Einrichtung von Behörden zur Erdbebenvorsorge

In einer Reihe von Staaten sind spezielle Behörden mit ganz unterschiedlichen Aufgabenbereichen auf dem Gebiet der Erdbebenvorsorge entstanden, wobei in den vergangenen 20 Jahren entsprechende Stellen auf verschiedenen staatlichen Ebenen etabliert wurden. In den USA konzentrierten sich diesbezügliche Aktivitäten auf den in besonderer Weise von Erdbeben bedrohten Staat Kalifornien. Hervorzuheben sind hier drei Initiativen, die auf der Ebene des Bundesstaates angesiedelt sind. Zum einen wurde 1981 für Kalifornien eine „State Task Force on Earthquake Preparedness" ins Leben gerufen. Sie sieht sich als Zentralstelle, die Vorsorgemaßnahmen trifft, um in den ersten Tagen nach einem Erdbeben alle erforderlichen Maßnahmen zur Wiederherstellung des normalen Lebens zu ergreifen (Sherif 1982, S. 1507). Zwei weitere bedeutende Einrichtungen sind das „San Francisco Bay Area Regional Earthquake Preparedness Projekt" (BAREPP) und das für die Region Los Angeles gegründete „Southern California Earthquake Preparedness Projekt" (SCEPP), die beide gemeinsam von der Bundesregierung und dem Staat Kalifornien finanziell getragen werden. Diese Organisationen dienen als Lehr- und Informationszentren, die die lokalen Verwaltungen und private Firmen mit Informationen und Gutachten versorgen und die Bewußtseinsbildung in bezug auf Erdbebenrisiken in der Öffentlichkeit fördern. Zu ihren Aufgaben gehört daneben unter anderem die Entwicklung von Erdbebenvorsorgemodellen (Earthquake Engineering Research Institute 1990, S. 130).

In Japan haben aufgrund des 1978 zum Gesetz erklärten „Disaster Countermeasures Basic Act" die Staatsregierung, die Regional- und die Kommunalverwaltungen die Pflicht, in gegenseitiger Zusammenarbeit Erdbebenvorsorgemaßnahmen zu treffen. Mit der Koordinierung und Harmonisierung der von den verschiedenen staatlichen Stellen getroffenen Regelungen zum Schutz gegen Erdbeben wurde als zentrale Behörde die „National Land Agency" (NLA) beauftragt. Ihre Aufgaben sind unter anderem die Ausarbeitung eines Generalplanes zur Erdbebenvorsorge, die

Einrichtung von Katastrophenschutzsystemen oder auch die Förderung von lokalen Projekten zum Erdbebenschutz. Im Katastrophenfall koordiniert die NLA die verschiedenen Schutzmaßnahmen (Undro News Nov./Dez. 1988, S. 19ff.).

3.13.3 Landnutzungsregelungen

Landnutzungsvorschriften sind ein Instrument zur langfristigen Vorsorge gegen die Auswirkungen künftiger Erdbebenereignisse. Seismologen haben Verfahren zur seismischen Gefährdungszonierung sowohl auf nationaler und regionaler Ebene als auch auf der kommunalen Planungsebene (seismische Mikrozonierung) entwickelt. Die Umsetzung dieser ingenieurwissenschaftlichen Erkenntnisse in umfassenden Landnutzungsauflagen ist bisher jedoch noch nicht sehr weit verbreitet (Undro News Sept. 1977, S. 3).

In den USA haben die über 16000 Kommunen ihre jeweils eigenen Landnutzungsverordnungen, so daß hier eine Koordination der Zonierungen im Hinblick auf eine wirksame Erdbebenvorsorge fast unmöglich scheint. Auch verhindern die bereits bestehenden Interessenkonflikte zwischen einer finanziell potenten Privatwirtschaft auf der einen Seite und der öffentlichen Verwaltung auf der anderen Seite eine Verschärfung der Vorschriften (Sherif 1982, S. 1574). In Japan wird dagegen in der Frage der Landnutzung in den Städten eine sehr restriktive Politik verfolgt. Um mögliche Zerstörungen bei Erdbeben auf ein Minimum zu reduzieren, sind in den einzelnen Stadtgebieten jeweils nur bestimmte Nutzungen vorgesehen, um unkalkulierbare Risiken infolge ungeordneter Mischnutzungen zu vermeiden (Scawthorn et al. 1985, S. 61f.). Der Wert von Zonierungen auf der Ebene von kommunalen Planungen wird auch darin gesehen, die betroffenen Grundstückseigentümer auf diesem Wege für die seismischen Probleme bestimmter Regionen zu sensibilisieren (Sherif 1982, S. 300).

3.13.4 Versicherung

Das Versicherungsgeschäft ist wirtschaftlich als Risikotransfer gegen Prämienzahlung zu verstehen; für den Versicherungsnehmer stellt es also ein Mittel der Risikopolitik beziehungsweise des „Risk Managements" dar, durch das ein im einzelnen ungewisser, insgesamt aber auf der Grundlage von Schadenwahrscheinlichkeiten schätzbarer Geldbedarf gedeckt wird (Farny et al. 1988, S. 867–871). Im Katastrophenfall stellt der mehr oder weniger gleichzeitige Eintritt von unter Umständen Millionen von Schadenfällen den betroffenen Versicherungsmarkt vor enorme finanzielle und organisatorische Probleme, die auf lokaler Ebene meist nicht mehr gelöst werden können. Nur durch die weltweite Risikostreuung beziehungsweise die „Atomisierung" des Katastrophenrisikos mit Hilfe der internationalen Rückversicherungswirt-

schaft wird das „Kumulrisiko" aus Naturkatastrophen überhaupt erst versicherbar (Berz 1990).

Das Schadenpotential großer Erdbebenereignisse wird heute zum Beispiel in Kalifornien oder in Japan auf mehrere 100 Mrd. US-Dollar geschätzt, wovon voraussichtlich mindestens ein Zehntel auf die Versicherungswirtschaft entfällt. In vielen anderen Ländern und Großstadträumen sind ebenfalls Schadenpotentiale in mehrstelliger Milliardenhöhe gegeben. Mit dem weltweit zu beobachtenden Anstieg des Versicherungsbedarfs und damit auch der versicherten Werte hat das Schadenpotential – und auch das aktuelle Schadenausmaß – großer Erdbeben in den letzten Jahrzehnten stark zugenommen (Nierhaus und Berz 1989). Manche Länder sehen sich inzwischen nicht mehr in der Lage, ihren Bürgern eine angemessene Katastrophenhilfe zu garantieren und versuchen, ihrer Fürsorgepflicht auf dem Wege über eine obligatorische Erdbebenversicherung gerecht zu werden (The Earthquake Project 1989), die einerseits die Ungleichbehandlung aus Versicherungs- und Staatsentschädigung beseitigen soll, andererseits aber die Finanzierungsprobleme noch verschärft. Eine wesentliche Rolle spielt hier unter anderem die steuerliche Behandlung der über lange Zeiträume aufzubauenden Rücklagen.

Erdbebenschäden werden vor allem wegen der extremen Schwankungen im Ergebnisverlauf immer als obligatorisch oder fakultativ eingeschlossene Zusatzgefahr unter einer Hauptbranche wie der Feuerversicherung, der Wohngebäude- oder Hausratversicherung, der Bauwesen-, Montage- oder Maschinenbruchversicherung, der Transport-, der Kranken- und der Lebensversicherung gedeckt. Dieser Charakter einer „Zusatzgefahr" hat dazu geführt, daß die dafür berechnete Prämie meist durch wettbewerbspolitische und nicht durch technische Überlegungen bestimmt wird. Gleichzeitig sorgen die im Massengeschäft üblichen Tarifwerke oft für einen sozial sinnvollen Ausgleich, indem sie zum Beispiel durch die Zusammenfassung verschiedener Elementargefahren in einer Deckung Gefährdungsunterschiede einzelner Regionen oder Bautypen abschwächen und dadurch die Deckung auch für sozial schwache und unter Umständen besonders stark gefährdete Bevölkerungsgruppen erschwinglich gestalten (Münchener Rück 1986).

Versicherung beeinflußt das Vorsorgeverhalten von Betrieben, Institutionen und Privatpersonen erheblich. Einerseits kann das Abwälzen des Risikos auf den Versicherer zu Desinteresse an Vorsorge- oder Schadenverhütungsmaßnahmen führen, andererseits kann die Vorsorgemotivation durch eine substantielle Beteiligung des Versicherungsnehmers am Schaden (durch Franchise und Mitversicherung) und durch Honorierung von Vorsorgemaßnahmen über entsprechende Prämienabschläge erheblich gesteigert werden. In extrem exponierten Gebieten sind hohe Prämien oder sogar ein Deckungsausschluß ein wichtiger Anstoß zur Abwanderung an sicherere Standorte.

Die Versicherungswirtschaft unterstützt – auch im eigenen Interesse – alle Bemühungen um eine Verbesserung der Katastrophenvorsorge und führt seit vielen Jahren eigene Untersuchungen zur Risikobeurteilung und zum Schadenpotential durch (Berz 1984). Insbesondere aber ist sie durch entsprechende eigene Vorsorge bisher immer in der Lage gewesen, ihre Schadenersatzverpflichtungen rasch und im vollen

Umfang zu erfüllen. Bei allen größeren Erdbebenkatastrophen hat es sich gezeigt, daß die von der privaten Versicherungswirtschaft und den dahinterstehenden internationalen Rückversicherern zur Verfügung gestellten Entschädigungsleistungen in der Regel die ersten an die betroffene Bevölkerung ausbezahlten Geldmittel waren. Sie leisten damit regelmäßig einen wichtigen Beitrag in der kritischen ersten Wiederaufbauphase, indem sie den wirtschaftlich und psychisch angeschlagenen Katastrophenopfern wieder einen finanziellen Handlungsspielraum für eigene Wiederherstellungsarbeiten und -aufträge verschaffen.

3.13.5 Informationspolitik, Bewußtseinsbildung

Die Art und der Zeitpunkt der Information der Öffentlichkeit vor drohenden Erdbebenkatastrophen werden als kritische Faktoren in der Abschätzung der sozialen Folgen von Erdbebenwarnungen angesehen. Die Massenmedien haben in dem großen Feld der Information der Öffentlichkeit über Erdbeben eine Schlüsselposition inne. Ihnen fällt die Rolle zu, komplexe wissenschaftliche Sachverhalte korrekt und zugleich für die breite Öffentlichkeit verständlich wiederzugeben. Die Massenmedien müssen daher in ihrer Berichterstattung differenzieren zwischen der Gewährleistung der öffentlichen Information und einer Verbreitung von „news". Der Grad der Informiertheit des einzelnen über Erdbebengefahren ist von einer Reihe unterschiedlicher Variablen wie dem Alter, der sozialen Stellung oder der persönlichen Erfahrung mit vergangenen Erdbeben abhängig. Benötigt werden daher geeignete Marketing-Konzepte für die Verbreitung von Erdbebeninformationen, um vor allem Zielgruppen mit Informationsdefiziten verstärkt anzusprechen (Earthquake Engineering Research Institute 1990, S. 75, 122).

Ein weiterer Weg zur Information einer breiten Öffentlichkeit ist die Bewußtseinsbildung in Form von Ausbildungs- und Erziehungsmaßnahmen durch öffentliche Stellen. In den USA sind Aktionen dieser Art in den letzten Jahren stetig gefördert worden. So sind in verschiedenen Counties in der Region San Francisco spezielle Erdbebenerziehungsprogramme in öffentlichen Schulen zur Anwendung gekommen. Von der Stadt San Francisco werden daneben Freiwillige in Kursen zur Erdbebenvorsorge ausgebildet, um bei der Bevölkerung in den Wohngebieten entsprechende Aufklärungsarbeit zu leisten (Hart et al. 1982, S. 433).

In China wird Informationsarbeit zum großen Teil auf lokaler Ebene durch die örtlichen Zivilbehörden in Form von Ausstellungen, Filmen oder auch der Einrichtung von Abendschulen geleistet. Ziel dieser Maßnahmen ist, das Erdbebenwissen unter der örtlichen Bevölkerung zu verbreiten (UNESCO 1984, S. 610f., 870).

Sehr weit fortgeschritten ist der Prozeß der Sensibilisierung breiter Bevölkerungskreise für das Problem der Erdbebenrisiken in Japan. Hier finden jährlich in der besonders bedrohten Tokai-Region und im Großraum Tokio am 1. September, dem Jahrestag des Kanto-Bebens von 1923, großangelegte Katastrophenübungen statt, an

denen sich regelmäßig Millionen von Menschen beteiligen. Die Bevölkerung soll dadurch auch verstärkt zur Vorsorge im eigenen Familienkreis angeregt werden (Undro News März 1980, S. 2; Jan./Feb. 1986, S. 9).

3.13.6 Erdbebenvorhersage

Im Zuge der Entwicklung von Methoden zur Erdbebenvorhersage ist es in den letzten zwei Jahrzehnten zu einem stetigen Ausbau und einer Verfeinerung von Vorsorgemaßnahmen in verschiedenen erdbebengefährdeten Gebieten gekommen. Dabei wird die Vorhersage in diesen Ländern in unterschiedlich ausgeprägter Intensität – sowohl in personeller als auch in technischer Hinsicht – betrieben. In der Volksrepublik China werden zum Beispiel weite Bevölkerungskreise in die Erdbebenvorhersageprogramme einbezogen, indem einige tausend aus Laien bestehende Beobachtungsgruppen gebildet wurden, die die Aufgabe haben, anhand bestimmter Beobachtungen von Naturphänomenen, wie der Veränderungen des Grundwasserspiegels, des Verhaltens von Tieren und anderer einfacher Messungen, eine über das gesamte Land gestreute, ständig aktualisierte Datenbasis zu schaffen, auf deren Grundlage Geowissenschaftler Erdbebenvorhersagen treffen können (UNESCO 1984, S. 869 ff.).

Dagegen wird in anderen Staaten, wie z.B. in den USA, die Strategie verfolgt, durch speziell zur Vorhersage von Erdbeben eingerichtete Stellen eine Bündelung des Wissens auf hochspezialisiertem Niveau zu erreichen (UNESCO 1984, S. 975 ff.). Neben dem generellen Problem der bislang noch bestehenden naturwissenschaftlichen Unsicherheiten bei der Vorhersage von Erdbeben sind auf diesem Sektor eine Reihe von soziologischen Problemen relevant. Zum einen wird die Glaubwürdigkeit von Vorhersagen in verschiedenen Bevölkerungskreisen generell unterschiedlich bewertet. Die Einstellung der Bevölkerung zur Zuverlässigkeit ist abhängig von Faktoren wie der sozialen Stellung, der Informiertheit und dem Lebensalter der Betroffenen (UNESCO 1984, S. 993 f.). Weitgehend ungeklärt, weil praktisch bisher nur in geringem Umfang feststellbar, sind die tatsächlichen sozialen und wirtschaftlichen Folgen einer Erdbebenvorhersage. Je nach Zeitspanne zwischen Vorhersagezeitpunkt und Eintritt des vorhergesagten Erdbebens sind Auswirkungen wie Verkehrschaos, Zusammenbruch des Telephonnetzes oder aber langfristige Effekte wie die Abwanderung von Betrieben, sinkendes Steueraufkommen und steigende Arbeitslosigkeit mit allen sozialen Folgen durchaus wahrscheinlich (Holzheu et al. 1987, S. 73). Auf diesem Gebiet sind vor allem entsprechend sorgfältige Planungen der zuständigen Behörden erforderlich, um diese komplexen Prozesse positiv zu beeinflussen (Natural Hazards Observer Nr. 3/1979, S.3).

3.13.7 Wiederherstellungsmaßnahmen nach Erdbebenkatastrophen

Nach den Erfahrungen aus Erdbebenkatastrophen der jüngeren Vergangenheit sollte es im Anschluß an die unmittelbaren Nothilfemaßnahmen im Katastrophenfall das vorrangige Ziel sein, die Familien schnell wieder zusammenzuführen, die Notquartiere möglichst nahe am bisherigen Wohnort zu errichten und die Betroffenen möglichst rasch wieder mit Arbeit und Einkommen zu versorgen. Die Wiederaufbauphase nach einem Erdbeben bietet für das betroffene Gebiet die Chance, durch sorgfältige Planung die Grundlage für die zukünftige Erdbebenvorsorge zu schaffen. Der Wiederaufbau in Mexico City nach dem Erdbeben 1985 hat gezeigt, daß eine Mitbestimmung der betroffenen Bewohner bei den Entscheidungen über Art und Umfang des Wiederaufbaus von großer Bedeutung für die Aufrechterhaltung des vor der Katastrophe bestehenden sozialen Gefüges ist. Weitere wichtige Faktoren, die über den Erfolg von Wiederaufbaumaßnahmen entscheiden, sind die Zeitplanung für die beabsichtigten Projekte und die Frage, ob für den Wiederaufbau bestehende staatliche Stellen mit zusätzlichen Kompetenzen ausgestattet werden sollen oder ob zu diesem Zweck neue projektbezogene Organisationen geschaffen werden sollen (Japan Association for Earthquake Disaster Prevention 1989, S. 657). Während des Wiederaufbaus stellt die Errichtung von Notunterkünften eine meist unumgängliche und teure Maßnahme dar. Je nach Art der Notunterkünfte und Dauer der Unterbringung kann es in diesem Übergangsstadium zu verschiedenen sozialen Problemen und Selektionsprozessen kommen, deren Folgen unter anderem verstärkte Abwanderungserscheinungen oder auch eine Verelendung dieser Siedlungen sein können (Geipel et al. 1988, S. 37 ff.). Für die Wiederaufbauplanung ergeben sich allgemein folgende Schlußfolgerungen:

- Als Minimum einer vorausschauenden Planung sind seismische Zonierungen durchzuführen und Vorschriften zur Bauausführung festzulegen;
- Bevor Wiederaufbaugesetze beschlossen werden, muß ein Siedlungsleitbild formuliert sein;
- die Wiederaufbauplanung darf nicht nur als Reaktion auf die Notsituation angesehen werden, sondern muß auch die demographische und soziale Entwicklung beachten, um die Identität der betroffenen Bewohner zu wahren (Geipel et al. 1988, S. 142, 155 ff.).

3.13.8 Zusammenfassung

Die bisher gemachten praktischen Erfahrungen sowie die vorliegenden Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der sozioökonomischen Wirkungen von Erdbeben haben gezeigt, daß in diesem Bereich entsprechende Programme und Planungen durch

eine Vielzahl von Faktoren bestimmt werden. Als ein wichtiges Instrument zur Durchsetzung der angestrebten Ziele im Bereich der Erdbebenvorsorge haben sich in den verschiedenen Ländern vor allem die Durchführung von Erziehungsprogrammen zur Entwicklung eines Problembewußtseins in breiten Bevölkerungskreisen erwiesen. In den einzelnen Staaten, in denen auf diesem Sektor bisher positive Erfahrungen gesammelt wurden, sind auf die jeweils vorhandenen sozialen Verhältnisse abgestimmte Informationsprogramme entwickelt worden, um die persönliche Vorsorge des einzelnen in den erdbebenbedrohten Gebieten stärker in den Vordergrund zu rücken. Den Wissenschaftlern, den Politikern und den Medien kommt dabei die wichtige Rolle der Meinungsbildung zu. Durch einen verstärkten Wissenstransfer und Informationsaustausch zwischen diesen Gruppen kann die Vorsorgearbeit im Bereich von Erdbebengefahren in Zukunft effektiver gestaltet werden. Gleichzeitig kann die Versicherungswirtschaft durch eine entsprechende Gestaltung der Prämien und Versicherungsbedingungen das Vorsorgeverhalten der Öffentlichkeit positiv beeinflussen.

3.13.9 Wissensdefizite und Schlußfolgerungen

Wie bereits erwähnt, ist der Bereich der sozioökonomischen Auswirkungen von Erdbebenvorhersagen bisher noch weitgehend ungeklärt. Hier sind sowohl kurzfristige Reaktionen der Öffentlichkeit als auch mittel- und langfristige Wirkungen auf das soziale und wirtschaftliche Leben relevant. Ein weiterer wichtiger Bereich, der noch nicht genügend in die Praxis umgesetzt wurde, ist die konsequente Ausarbeitung und Anwendung von seismischen Zonierungsvorschriften auf kleinräumiger lokaler Ebene. Zur besseren Durchsetzung dieser Belange sind eine Verfeinerung des Zonierungsinstrumentariums und eine verstärkte interdisziplinäre Zusammenarbeit von Geowissenschaftlern, Ingenieuren und Planern erforderlich. Hier muß auch das Instrument „Versicherung" mit seinen wichtigen Motivierungsmöglichkeiten für die Katastrophenvorsorge eingesetzt werden; gleichzeitig können die weltweiten Schadenerfahrungen aus diesem Bereich wesentliche Erkenntnisse für die Schadenvorbeugung beisteuern.

Wissensdefizite sind daneben auch bei der langfristigen Analyse von Wiederaufbauprojekten und ihren sozialen Begleiterscheinungen erkennbar. Der größte Teil der bisherigen Untersuchungen zur Problematik von Wiederaufbaumaßnahmen beschränkte sich in der Regel auf die Phase der Wiederherstellung akzeptabler Lebensbedingungen im unmittelbaren Anschluß an eine Erdbebenkatastrophe.

Aufgrund der aufgezeigten Wissensdefizite erscheint die verstärkte Unterstützung einer umfassenden strategischen Arbeit auf lokaler Ebene in einzelnen erdbebengefährdeten Gebieten, insbesondere in stark exponierten Großstadträumen wie Mexico City, sinnvoll, durch die den Betroffenen Handlungsmaximen für eine nach den persönlichen Verhältnissen ausgerichtete Vorsorge angeboten werden. Zur Erreichung der angestrebten Ziele wären insbesondere solche Konzepte zu fördern,

die den einzelnen im Falle von aktuellen Erdbebenwarnungen in die Lage versetzen, sein Verhalten in angemessener Weise zu steuern.

Ein weiterer Schwerpunkt möglicher Hilfen sollte die Ausarbeitung von Konzepten zur langfristigen Betreuung und Beratung von Wiederaufbauprojekten nach einem Erdbeben sein. Für den Erfolg derartiger Projekte ist es besonders wichtig, die beabsichtigten Maßnahmen den jeweiligen sozialen und kulturellen Eigenarten vor Ort anzupassen. Dazu ist in jeder Phase der Wiederaufbaubemühungen eine enge Zusammenarbeit mit der ansässigen Bevölkerung zu suchen.

3.13.10 Literatur

Arnold, C., Eisner, R. K. (1984): Planning Information for Earthquake Hazard Response and Reduction (Building Systems Development, Inc.). San Mateo/California.

Association of Bay Area Governments (1984): The Lability of Private Businesses and Industries for Earthquake Hazards and Losses: Background research reports. Oakland/California.

Berz, G. (1984): Research and statistics on natural disasters in insurance and reinsurance companies. In: The Geneva Papers, Vol. 9. No. 3.1, 135–157.

Berz, G. (1990): Schäden durch Naturgefahren – eine weltweit zunehmende Bedrohung. In: Der Maschinenschaden, Jg. 63, Nr. 5, 173–178.

Blong, R. et al. (1990): The Newcastle Earthquake: Causes, Effects, Implications. Munich Re of Australia, Sydney.

Bolin, R. C. (1982): Long-term Family Recovery from Disaster. (Institute of Behavioral Science, University of Colorado, Monograph Nr. 36). Boulder/Colorado.

Bolton, P. et al. (1986): Land Use Planning for Earthquake Hazard Mitigation: A Handbook for Planners (Natural Hazards Research and Applications Information Center, Special Publication 14, University of Colorado). Boulder/Colorado.

Brown, W. M. et al. (1986): Future Directions in Evaluating Earthquake Hazards of Southern California. Menlo Park/California.

Burlison, J. (1981): Relief work after the South Italy earthquake, November 1980. In: Disasters, Vol. 5, Nr. 4, 349–354.

Butler, M. A. (1980): Emergency Preparedness Education Program for Public Schools (North Carolina Division of Emergency Management, Department of Crime Control & Public Safety). Raleigh/North Carolina.

California Dept. of Insurance (1989): California Earthquake Zoning and Probable Maximum Loss Program. Los Angeles.

Casper, D. E. (1985): Municipial Disaster Preparedness: A list of periodical literature, 1980–1984 (Vance Public Administration Bibliography Nr. P 1802). Monticello/Illinois.

Cidlinsky, K., Rouban, B. M. (1983): Assessment and Mitigation of Earthquake Risk in the Arab Region. Paris.

Cook, S. (1990): Seismic Hazards and Local Land Use Planning: A review of California practice Center for Environmental Design Research, University of California). Berkeley/California.

Drabek, T. E. (1986): Human System Responses to Disaster. An Inventory of Sociological Findings. Berlin, Heidelberg, New York.

Dynes, R. R. et al. (1987): Sociology of Disasters. Contributions of Sociology to Disaster Research. Milano.

Earthquake Engineering Research Institute (1984): Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering. Englewood Cliffs/New Jersey.

Earthquake Engineering Research Institute (1986): Proceedings of the Third U. S. National Conference on Earthquake Engineering. El Cerrito/California.

Earthquake Engineering Research Institute (1990): Proceedings of the 2nd Japan-United States Workshop on Urban Earthquake Hazards Reduction. El Cerrito/California.

Farny, D. et al. (1988): Handwörterbuch der Versicherung. Kap.: Theorie der Versicherung. VVW Karlsruhe.

Foster, H. D. (1980): Disaster Planning. The Preservation of Live and Property. Berlin, Heidelberg, New York.

Geipel, R. et al. (1988): Chancen, Probleme und Konsequenzen des Wiederaufbaus nach einer Katastrophe (Münchener Geographische Hefte Nr. 59). Kallmünz/Regensburg.

Greene, M. R., Gori, P. L. (1982): Earthquake Hazards Information Dissemination: A study of Charleston, South Carolina (Department of the Interior, U. S. Geological Survey, Open-File Report Nr. 82–233). Denver/Colorado.

Groot, I. C. (1984): School Earthquake Preparedness Handbook (Earthquake Resource Associates). San Jose/California.

Haas, E. J. et al. (1977): Reconstruction Following Disaster. Cambridge/Massachusetts, London.

Hart, E. W. et al. (1982): Proceedings Conference on Earthquake Hazards in the Eastern San Francisco Bay Area. Sacramento.

Hirose, H. (1983): Survey of People's Reactions to Predictions of a Tokai Earthquake in Northern Shizuoka Prefecture, Japan (Tokyo Woman's Christian University, Department of Psychology). Tokyo.

Hogg, S. J. (1980): Reconstruction following seismic disaster in Venzone, Friuli. In: Disasters, Vol. 4, Nr. 2, 173–185.

Holzheu, F. et al. (1987): Gesellschaft und Unsicherheit. Karlsruhe.

Huffman, J. (1986): Government Lability and Disaster Mitigation: A comparative study. Lanham/Maryland.

Japan Association for Earthquake Disaster Prevention (1989): Proceedings Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo.

Jones, B. G., Tomazevic, M. (1982): Social and Economic Aspects of Earthquakes. Proceedings of the 3rd International Conference in Bled, Jugoslavia, 29. 6 – 2. 7. 1981. Ljubljana, Ithaca/New York.

Klinteberg, R. (1979): Management of disaster victims and rehabilitation of uprooted communities. In: Disasters, Vol. 3, Nr. 1, 61–70.
Kolars, J. (1982): Earthquake-vulnerable populations in modern Turkey. In: Geographical Review *72*, 20–35.
Lang, B. (1983): Earthquake prediction: Testing the ground. In: Enviromental Ethics *5*, 3–20.
Lambright, W. H. (1984): The Role of States in Earthquake and Natural Hazard Innovation at the Local Level: A decisionmaking study. Springfield/Virginia.
Münchener Rück (1986): Erdbeben Mexiko '85. München.
Münchener Rück (1988): Weltkarte der Naturgefahren. München.
Natural Hazards Observer Vol. 3, Nr. 3/1979, p. 3: Local response to earthquake predictions.
Natural Hazards Observer Vol. 9, Nr. 6/1990, pp. 10ff.: Loma Prieta earthquake research projects.
Nierhaus, F., Berz, G. (1989): Elements of risk. In: The Review, Dec. 1989, 17–21.
Palm, R. (1981): Real Estate Agents and Special Studies Zones Disclosure: The response of California home buyers to earthquake hazards information (Institute of Behavioral Science, University of Colorado). Boulder/Colorado.
Petak, W. J., Atkisson, A. A. (1982): Natural Hazard Risk Assessment and Public Policy. Berlin, Heidelberg, New York.
Ross, K. E. K. (1989): Proceedings from the Conference on Disaster Preparedness – The place of earthquake education in our schools (National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo). Buffalo/New York.
Royal Society of New Zealand (1982): Large Earthquakes in New Zealand: Anticipation, precaution, reconstruction (Royal Society of New Zealand Miscellaneous Series Nr. 5). Wellington.
Sarin, R. K. (1982): Risk Management Policy for Earthquake Hazard Reduction (University of California at Los Angeles, School of Engineering and Applied Science, Nr. 8244). Springfield/Virginia.
Scawthorn, C. et al. (1985): Proceedings of the U.S.-Japan Workshop on Urban Earthquake Hazards Reduction. Berkeley/California.
Seismic Loss Analysis Committee (1990): Metropolitan Boston Area Earthquake Loss Study: Loss Analysis Committee report and recommendations (Massachusetts Civil Defense Agency and Office of Emergency Preparedness). Framingham/Massachusetts.
Settle, A. K. (1985): Emergency Management in Public Administration Education (National Emergency Training Center Monograph Nr. 3). Emmitsburg/Maryland.
Sherif, M. A. (1982): Third International Earthquake Microzonation Conference Proceedings. Seattle.
Smolka, A., Berz, G. (1989): An analysis of the insure loss and implications for risk assessment. In: Earthquake Spectra, Vol. *5*, No. 1, 223–248.
The Earthquake Projekt (1989): Catastrophic Earthquakes: The Need to Insure Against Economic Disaster. Nat. Comm. on Property Insurance, Boston.

Tiedemann, H. (1990): Newcastle: The Writing on the Wall. Swiss Re, Zürich.
Turner, R. H. et al. (1986): Waiting for Disaster. Earthquake Watch in California. Berkeley/California, Los Angeles, London.
Undro (1983): Proceedings of the Seminar on Earthquake Prediction Case Histories. Geneva.
Undro (1984): Disaster Prevention and Mitigation: A compendium of current knowledge, Volume II – Preparedness aspects. Geneva.
Undro News Sept. 1977, p. 3: Land-use in Flood and Earthquakeprone Areas.
Undro News März 1980, p. 2: Japan Practices Earthquake Preparedness.
Undro News Jan./Feb. 1986, p. 9: Japan's International Emergency Relief System.
Undro News Nov./Dez. 1988, pp. 19 ff.: Japan: Emergency Communications Network.
UNESCO (1984): Earthquake Prediction. Proceedings of the International Symposium on Earthquake Prediction. Paris, Tokyo.
Walker, G. R. (1990): Interim Report on Newcastle Earthquake (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation, Division of Building, Construction and Engineering). North/New South Wales.
White, G. F., Haas, J. E. (1975): Assessment of Research on Natural Hazards. Cambridge/Massachusetts, London.

3.14 Seminare und Kurse für Training und Weiterbildung

Peter Bormann

3.14.1 Bedeutung von Training und Weiterbildung im Rahmen der IDNDR

Generell sind Problembewußtsein und problemrelevantes Wissen – neben zweckdienlichen Fertigkeiten und Organisationsformen – Voraussetzungen für korrektes und effektives Handeln. Das gilt mit besonderer Schärfe im Katastrophenkontext. Unkenntnis oder Fehleinschätzung potentieller Gefahren und fehlendes oder inkorrektes Handeln – vorbeugend oder auch in der akuten Situation – sind Hauptursachen für „man-made disaster" oder katastrophale Auswirkungen vehementer Naturphänomene auf die menschliche Gesellschaft. Die Mitglieder der internationalen Ad hoc-Expertengruppe für die Ausarbeitung eines Aktionsplanes für die IDNDR brachten deshalb in der Deklaration von Tokyo vom 11. April 1989 ihre gemeinsame Überzeugung zum Ausdruck, daß im Ergebnis der Dekade „Millionen von Menschenleben gerettet, hunderte von Millionen Menschen vor Tragödien bewahrt und hunderte von Milliarden Dollar (an materiell-ökonomischen Verlusten, P. B.) gespart werden können". Um dies zu erreichen, rufen sie die Regierungen aller Länder dazu auf, sich aktiv an der Dekade zu beteiligen, ihren Bürgern Bildung und Training angedeihen zu lassen mit dem Ziel, Katastrophenbewußtheit und soziale Bereitschaft zu erhöhen, die Möglichkeiten von Wissenschaft und Technik zur Reduzierung von Katastrophenverlusten besser zu nutzen und beide Aspekte in ihre Entwicklungsprogramme zu integrieren. Viele entwickelte Länder – darunter auch Deutschland – sind durchaus in der Lage, diese Ziele gegebenenfalls auch für sich allein zu erreichen. Die Mehrzahl der Staaten, insbesondere in der Dritten Welt, ist aber dabei auf regionale und internationale Kooperation sowie auf Technologie- und Wissenstransfer aus den führenden Industrie- und Wissenschaftsnationen angewiesen. Der moralischen Verpflichtung, daran aktiv mitzuwirken, sollte sich das geeinte Deutschland nicht entziehen.

Unverkennbar ist im Zuge der Entwicklung der weltweiten Kommunikation eine wachsende Sensibilität der Weltbevölkerung und deren solidarische Anteilnahme am Schicksal der von Naturkatastrophen heimgesuchten Völker. Großzügige und prompte internationale Spenden- und Hilfsaktionen, wie nach dem Armenienbeben oder für die Opfer der Dürrekatastrophe in der Sahelzone, sind dafür beredter Ausdruck. Verfolgt man die Undro-News, dann gewinnt man jedoch den Eindruck, daß zwar der Umfang von und die Kosten für post-Katastrophenaktionen rapide eskalieren, nicht aber die Aufwendungen zur Unterstützung vorbeugender Maßnahmen wie der Erforschung der Katastrophenursachen, der Katastrophenvorhersage, der Einschätzung des Gefährdungspotentials und der ständig wachsenden Verwundbarkeit (vulnerability) der betroffenen Länder, der Installation von Frühwarnsystemen, der Einführung katastrophenresistenter Bauweisen und ähnliches. Selbst in den USA wurden seit Beginn des "National Earthquake Hazard Reduction Program" (NEHRP) im Jahre 1977 die bereitgestellten Mittel nicht – wie ursprünglich vorgesehen – schrittweise erhöht, sondern um 30 Prozent reduziert. Zahlreiche Teilprogramme, darunter auch die Weiterführung der kontinuierlichen instrumentellen Überwachung der Bebenaktivität in verschiedenen Gebieten der USA, sind dadurch bereits gefährdet (EOS 1990).

Eine solche Tendenz birgt die Gefahr in sich, daß auf lange Sicht auch die Bereitschaft von Spendern nachläßt, post-disaster-Aktivitäten zu unterstützen, die kaum mehr als ein Tropfen auf einen heißen Stein sind. Zum Fatalismus der Opfer käme dann noch der der Helfer. Dem ist nur zu begegnen, wenn in Zukunft der Schwerpunkt der gemeinsamen Bemühungen und Aufwendungen auf vorbeugende Maßnahmen zur Katastrophenverhütung (prevention) und -minderung (mitigation) durch vorausschauende Katastrophenplanung und -bereitschaft (preparedness) gelegt wird. Das setzt Information, Bildung und Training auf der Grundlage des modernsten Kenntnisstandes von Wissenschaft, Technik, Planung und Management voraus. Diese müssen deshalb am Anfang aller Bemühungen der IDNDR stehen. Das um so mehr, als das Hauptproblem einer erfolgreicheren Katastrophenbekämpfung heute nicht so sehr im Mangel an Wissen und technischen Möglichkeiten als vielmehr in deren nicht genügend konsequenter und breiter Anwendung auf allen gesellschaftlichen Ebenen liegt.

Der Erfolg von Information und Training hängt entscheidend von der Relevanz und Akzeptanz der Wissensvermittlung und des Transfers von Technologien, Fertigkeiten und Organisationsformen ab. Dafür sind geeignete Strategien und Richtlinien zu erarbeiten. Bewährte Konzepte in entwickelten Ländern können unter Umständen völlig versagen in einem anderen Naturraum und sozial-ökonomisch-kulturellem Milieu mit oft fehlender oder andersartiger Infrastruktur, mit anderer, oft tradierter Art, Gefahren zu bewerten und auf sie zu reagieren. Internationale Hilfe in Ausbildung und Training kann deshalb nicht darauf gerichtet sein, nur eigene Erfahrungen, Konzepte und Techniken „an den Mann zu bringen", also zu vermarkten, oft gefolgt von einer bleibenden Abhängigkeit der Empfänger vom Spender und Lieferanten. Vielmehr sind die Fähigkeiten und die Bereitschaft zur Heranbildung eigener Fachleute, Informations- und Organisationsformen, die den nationalen und

regionalen Gegebenheiten und Erfordernissen bestmöglich Rechnung tragen, zu fördern. Inhalt und Art der Informations-, Wissens- und Fertigkeitsvermittlung müssen aber nicht nur der Spezifik der Katastrophen und Örtlichkeiten Rechnung tragen, sondern auch der Rolle der Empfänger im Katastrophenszenarium angepaßt sein. Letztere müssen maximal befähigt und motiviert werden, ihre spezifischen Aufgaben vor, während und nach Katastrophen wahrzunehmen. Diese unterscheiden sich für die verschiedenen Zielgruppen – wie Politiker, Planer, Manager, Wissenschaftler, Techniker, Lehrer, Schüler, Stadt- und Landbevölkerung – erheblich.

Unterstützung bei der Aus- und Weiterbildung von Bürgern aus Entwicklungsländern ist deshalb nur bedingt effektiv, wenn sie nur an Bildungseinrichtungen in entwickelten Ländern gewährt wird. Sie muß sich dann in der Regel auf eine weitgehend wert- und milieuneutrale Einführung in Grundlagen und Probleme sowie den aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik beschränken. Diese Art Ausbildung erreicht aus den bedürftigen Ländern meist nur wenige Ausgewählte, die später als schöpferische Initiatoren und Multiplikatoren, als sogenannte „change agents", vor Ort wirken müssen. Das ist oft mit erheblichen Problemen der Akzeptanz verbunden (Kraft 1990; Bittner 1990). Unterstützung bei der Aus- und Weiterbildung größerer Zielgruppen im Zusammenhang mit der Realisierung nationaler oder regionaler Projekte der Katastrophenverhütung, -vorsorge und -bekämpfung sollte deshalb möglichst in den entsprechenden Ländern und Regionen gewährt werden. Dazu mit herangezogene ausländische Experten werden sich dann schnell in der Rolle von sowohl Lehrenden als auch Lernenden wiederfinden. Die dabei gewonnenen Erfahrungen kommen beiden Seiten bei zukünftigen gemeinsamen Forschungs- und Entwicklungshilfeprojekten sehr zugute. Zudem hängt der langfristige Erfolg von Ausbildungs- und anderen Hilfsprojekten maßgeblich von persönlichen und institutionellen Nachfolgekontakten ab (Kerckhoff 1990).

Diese allgemeinen Vorbemerkungen sollen sowohl die nachfolgende kritische, nationale wie auch internationale Bestandsaufnahme auf dem Gebiet des „Erdbebentrainings" erleichtern und zugleich Orientierung für einen zukünftigen deutschen Beitrag zur internationalen Ausbildungshilfe im Rahmen der IDNDR sein.

3.14.2 International bestehende Einrichtungen und Kurse auf dem Gebiet der Seismologie und des Erbebeningenieurwesens

Vom Büro des UNO-Koordinators für Katastrophenhilfe wurde ein „Directory of Training Institutions for Disaster Management" herausgegeben (UNDRO 1989a und b; UNDRO/United Nations 1990). Es ist die wohl vollständigste Zusammenstellung weltweit verfügbarer Einrichtungen und Kurse für Weiterbildung und Training auf diesem Gebiet. Sie basiert auf Mitteilungen von 37 UNO-Mitgliedsstaaten und 18 internationalen Organisationen.

3.14.2.1 Von Institutionen und Firmen organisierte Trainingsmaßnahmen

Im genannten Directory der UNDRO sind insgesamt 133 Institutionen und Firmen aufgeführt, von denen einige mehrere Kurse anbieten. Nur 26 dieser Einrichtungen liegen in 13 Entwicklungsländern (Indien – neun, Kolumbien – drei, Indonesien, Karibische Region und Kenia je zwei, Barbados, Brasilien, China, Jamaika, Mexiko, Pakistan, Thailand und Venezuela je eins).

Die Mehrzahl der Kurse wendet sich an (zukünftige) Katastrophenmanager und Mitarbeiter im Bereich der Zivilverteidigung, ist interdisziplinär orientiert und meist national organisiert, wird in der Regel nur in der Landessprache abgehalten und steht ausschließlich oder vorwiegend Bürgern des jeweiligen Staates offen. Das gilt auch für die einzige im Directory der UNDRO (1989a) vorgestellte Trainingsinstitution der alten Bundesrepublik Deutschland, die Katastrophenschutzschule des Bundes. Viele Einrichtungen erheben kostendeckende oder auch gewinnbringende Gebühren. Andere Kurse sind speziellen Arten von Katrastrophen und deren Bekämpfung gewidmet, zum Beispiel Dürre- und Flutkatastrophen, Tsunami, Vulkanausbrüchen, Erdbeben, Feuer, Epidemien. An 30 der gemeldeten Ausbildungseinrichtungen laufen Kurse für Katastrophenmedizin, Tropenmedizin und Hygiene. Einige kommerzielle Kurse offerieren auf Kundenwunsch maßgeschneidertes Training vor Ort. Wieder andere Organisationen bieten gegen Gebühren thematische Trainingsmodule zum Selbststudium mit abschließender Prüfung und mit Zertifikat an.

Nur neun Länder gewähren spezielle Kurse für Seismologie, seismische Gefährdung und Erdbebeningenieurwesen. Die meisten sind Kurzseminare oder Workshops bis zu einer Woche Dauer, darunter die Europäischen Regionalseminare der European Association of Earthquake Engineering (EAEE) für Erdbebeningenieurwesen (jährlich eine Woche). Mittelfristige regionale Trainingskurse sind zum Beispiel der Kurs zur Reduzierung der Erdbebengefährdung des Instituts für Ingenieurmechanik, Harbin, China (vier Wochen, jährlich, für Teilnehmer aus China sowie Süd- und Ostasien, in Chinesisch, Japanisch, Koreanisch und Englisch) und der internationale Kurs für Erdbebeningenieurwesen des Instituto de Ingeniera della UNAM in Mexico, D. F. (ein Monat, 96 Stunden, in Spanisch). Nur ganz wenige Kurse zum Problemkreis Erdbeben und Erdbebeningenieurwesen haben ausgesprochen internationalen Charakter, das heißt, sie sind offen für Teilnehmer aus allen Staaten oder bevorzugt für Teilnehmer aus Entwicklungsländern, werden unterstützt durch nationale oder internationale Stipendien und Zuschüsse, sind ausreichend lang, um qualifizierte Ausbildung und Training von Fertigkeiten zu garantieren, gewähren Zertifikate oder akademische Abschlüsse und verfügen zum Teil auch über eine langjährige Ausbildungserfahrung mit Teilnehmern aus vielen Ländern und Regionen. Das gilt für:

- die Gruppenkurse (elf Monate, jährlich), Gruppenseminare (ein Monat, alle zwei Jahre) und individuellen Kurse (ein Jahr, flexibel) des International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE, seit 1962) in Tsukuba-shi, Ibaraki-ken, Japan. Das IISEE widmet sich speziell der Ausbildung von Fachleuten aus Entwicklungsländern und wird unterstützt durch die Japan International Co-operation Agency (JICA). Das IISEE verleiht Diplome und das JICA Zertifikate. Kurssprachen sind Englisch und Japanisch;
- die M. techn. sc.- und Dr. techn. sc.–Kurse (je zwei Jahre) sowie Intensiv- und Fortgeschrittenenkurse (zwei bis zwölf Monate) für Erdbebeningenieurwesen und Ingenieurseismologie des Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS) der Universität in Skopje, Jugoslawien (seit 1965). Kurssprache ist Englisch;
- den Spezialisierungskurs „Geologische Risiken" (sechs Wochen, mit Zertifikat) des Centre d'Étude des Risques Geologiques der Universität Genf, Schweiz (erst seit 1988). Kurssprachen sind Englisch und Französisch;
- den drei- bis fünfwöchigen, von der UNESCO unterstützten, postgradualen Intensiv-Trainingskurs für „Seismologie und seismische Gefährdungseinschätzung" in Potsdam, ausgerichtet vom Zentralinstitut für Physik der Erde (ZIPE, 1980–91) und seit 1992 unter einem neuen Konzept vom GeoForschungsZentrum Potsdam. Es werden Zertifikate verliehen. Kurssprache ist Englisch.

Auf den letztgenannten Kurs wird in Abschnitt 3.14.3 näher eingegangen. Eine Kurzdarstellung findet sich bei Bormann (1990), eine ausführlichere aktuelle Darlegung mit Ausblick auf die Zukunft in Bormann (1992).

Im UNDRO-Directory nicht aufgeführt sind Expertenseminare, wie die des Berlinger Verbundprojektes für Erdbebenprognostik. Es ist aber von Interesse, daß vier der bisher sechs von diesem Projekt durchgeführten Seminare in Entwicklungsländern abgehalten wurden (1988 in Ankara, 1989 in Guang Shou, China, 1990 in Lagos, Nigeria, und 1992 in Bangkok, Thailand). Allerdings haben diese Kurzveranstaltungen (drei bis vier Tage) mehr den Charakter eines Symposiums. Sie dienen vor allem dem Informations- und Erfahrungsaustausch und sind wenig geeignet, dringend benötigte Fachkader in den Entwicklungsländern auszubilden. Deshalb sollte erwogen werden, diese Expertenseminare in Zukunft mit Trainingskursen von zwei bis vier Wochen Dauer in den Veranstaltungsländern zu kombinieren.

3.14.2.2 Von internationalen Organisationen veranstaltete oder unterstützte Trainingsmaßnahmen

16 Organisationen beziehungsweise Programme im System der Vereinten Nationen stellen im Directory (UNDRO 1989b) neben der Internationalen Organisation für Zivilverteidigung (ICDO) und der Organisation amerikanischer Staaten (OAS) ihre Aktivitäten auf dem Gebiet des Katastrophentrainings dar. Die Mehrzahl hat keinen oder nur indirekten Bezug zu Erdbeben (z. B. Gesundheitswesen, Meteorologie,

Landwirtschaft, Strahlenschutz, Entwicklungsplanung, Umweltmanagement, Transportprobleme, allgemeine Aspekte der Zivilverteidigung und der Katastrophenplanung, -alarmierung, -bewertung und -hilfeleistung). Im Kontext des Erdbebentrainings handelt es sich vielfach nur um sporadische Einzelmaßnahmen, wie die Organisation von kürzeren Workshops, Seminaren, Konferenzen und Expertentreffen. Die meisten dieser Maßnahmen haben aber mehr Informations- als Trainingscharakter.

Daneben unterstützen insbesondere UNESCO und UNDRO auch echte Trainingskurse, die von Einrichtungen anderer Länder durchgeführt werden, wie zum Beispiel die oben genannten Kurse in Potsdam, Skopje und Tsukuba, dreiwöchige Trainingskurse des Helwan-Instituts für Astronomie und Geophysik in Kairo für seismologische Beobachter aus afrikanischen und arabischen Ländern und ähnliche Aktivitäten. UNESCO und UNDRO vermitteln darüber hinaus auch Stipendien, um Auslandsstudium und -training für Bewerber aus Entwicklungsländern zu fördern, doch können die dafür von Mitgliedsstaaten bereitgestellten Mittel bisher den Bedarf in keiner Weise decken.

Einige der im Directory aufgeführten Organisationen veröffentlichen die Proceedings ihrer Veranstaltungen (z. B. UNDRO 1983; United Nations 1984 und 1987) und bieten zum Teil auch Trainingsmaterial an. Beispiele dafür sind die Trainingsmodule der UNICEF zur Ausbildung ihrer in Feldmissionen eingesetzten Mitarbeiter und UNDRO's Publikationsreihe „Disaster Prevention and Mitigation – A Compendium of Current-Knowledge" (z. B. United Nations 1978). Die International Labor Organisation (ILO) hat ein Buch mit Trainingsmaterial zu „Managing emergency transport projects" sowie ein „Manual on major hazard control" herausgegeben. UNDRO bietet darüber hinaus Zugriff zu voll rechnergestützten Referenzbibliotheken und zu Spezialliteratur auf dem Gebiet der Katastrophenverhütung an. Das derzeit größte Projekt zur systematischen Ausarbeitung von Trainingsmaterialien für verschiedene Zielgruppen, Katastrophenarten und Regionen plant derzeit UNESCO als besondere Aktivität im Rahmen der IDNDR in Zusammenarbeit mit dem Disaster and Emergency Reference Centre (DERC der TU Delft).

3.14.3 Internationaler Trainingskurs zur „Seismologie und seismischen Gefährdungseinschätzung"

3.14.3.1 Zur Geschichte und Konzeption des Kurses

Der Bedarf an geowissenschaftlicher Grundlagenausbildung in Entwicklungsländern und der Mangel an entsprechenden Trainingsangeboten, zum Beispiel im Rahmen des Ausbildungsprogramms der UNESCO, war bereits in den 70er Jahren deutlich. Deshalb unterbreitete die Akademie der Wissenschaften der DDR 1979 der UNESCO das Angebot, postgraduale internationale Trainingskurse am Zentralinsti-

tut für Physik der Erde in Potsdam auszurichten und dafür jährlich 15 bis 20 Stipendien für Teilnehmer aus Entwicklungsländern bereitzustellen, mit denen alle Aufenthalts- und Kursgebühren (einschließlich für gedruckte Kursmaterialien) bestritten werden können. Dieses Angebot wurde angenommen und die jährliche Fortsetzung der Kurse seitdem von der UNESCO-Generalversammlung mehrfach bestätigt. Zur Unterstützung der Kurse gewährt die UNESCO einen finanziellen Zuschuß. Dieser wird ausschließlich für die Übernahme der Reisekosten für einige Teilnehmer aus den ärmsten Entwicklungsländern eingesetzt.

Der erste Kurs fand 1980 statt. Er war der „Geophysik, Seismologie und Tektonik" gewidmet, bestand ausschließlich aus Vorlesungen und war auf zwei Wochen beschränkt. In Auswertung von Empfehlungen der Teilnehmer wurden die Folgekurse ab 1982 auf vier Wochen erweitert und die Thematik auf „Tektonik, Seismologie und seismische Risikobewertung" konzentriert. Dennoch blieben einige Aspekte der Geophysik und der Nutzung der Satellitenfernerkundung, die für Untersuchungen der Struktur und Dynamik der Lithosphäre von besonderer Bedeutung sind, weiterhin Bestandteil des Kursprogramms.

Der Schwerpunkt der Kurse lag auf der Vermittlung eines interdisziplinären Problemverständnisses und der Befähigung zur praktischen Problemlösung. Dazu wurde insbesondere die für Übungen und Feldexkursionen vorgesehende Zeit schrittweise bis auf über 50 Prozent der Kursdauer erweitert. Darüber hinaus blieben stets ein bis zwei Tage reserviert für Workshops. Diese sollten den Kursteilnehmern die Möglichkeit bieten, Fallstudien und Forschungsergebnisse aus ihren Ländern vorzutragen, sich dazu mit den Lektoren und anderen Kursteilnehmern zu verständigen, Erfahrungen auszutauschen, Ähnlichkeiten und Unterschiede in den Herangehensweisen wie auch den natürlichen, wissenschaftlichen, ökonomisch-sozialen und infrastrukturellen Bedingungen zu identifizieren und geeignete Wege und noch zu erschließende Potentiale für die Problemlösung zu erkennen.

Diese fachliche Ausbildungskomponente wurde in der Freizeit ergänzt durch regionale, sozial-kulturelle Abendveranstaltungen, in denen Teilnehmer kurze Einführungen in die Geographie, Geschichte, Kultur und Gegenwart ihrer Ländern gaben und diese durch Lichtbilder oder auch Demonstrationen nationaler Musik, Lieder, Tänze, Bräuche usw. ergänzten. Diese Besonderheit der Potsdamer Trainingskurse hat sich als besonders geeignet erwiesen, um den Nachteil der Ausbildung im Ausland wenigstens teilweise zu kompensieren, die Identifizierung gemeinsamer Probleme und wechselseitige Akzeptanz zu erleichtern, regionale Kooperation zwischen Teilnehmerländern anzuregen und auf den Weg zu bringen und den Willen nach möglichst selbstständiger Problembewältigung auch unter schwierigsten Bedingungen zu fördern.

Seit 1981 wird jeder Kurs mit einer gemeinsamen Auswertung auf der Grundlage eines detaillierten Fragebogens abgeschlossen. Diese Rückkopplung hat entscheidend dazu beigetragen, Inhalt und Form des Kurses den sich veränderten Möglichkeiten und Erfordernissen der Entwicklungsländer anzupassen. Das kommt in den Bewertungen der Kurse der letzten Jahre deutlich zum Ausdruck. Die Mehrzahl der Teilnehmer schätzt ein, daß die meisten Vorlesungen für sie äußerst wertvoll waren,

daß das Verhältnis von vermitteltem Grundlagenwissen, anwendbarem Wissen und neuesten Erkenntnissen gut ausgewogen ist und genügend Zeit für Workshops, Exkursionen, Fachdiskussionen und allgemeinen Erfahrungsaustausch zur Verfügung steht. Der größten Wertschätzung erfreuen sich jedoch die praktischen Übungen zur Analyse seismischer Registrierungen naher und ferner Erdbeben von Einzelstationen und Stationsnetzen, zur Ortung und Magnitudenbestimmung seismischer Ereignisse, zur Bestimmung des Herdmechanismus, zur Ableitung der Geschwindigkeitsstruktur in der Erdkruste sowie zur Erdbebenstatistik und Einschätzung der seismischen Gefährdung.

Obwohl 1989 bereits 40 Prozent der Kurszeit für Übungen zur Verfügung stand, war dies nach Meinung sehr vieler Teilnehmer noch immer nicht ausreichend. Deshalb wurde seit 1990 durch Reduzierung von Vorlesungen der Übungs- und Workshopanteil auf 60 Prozent des Zeitfonds erweitert. Dieser Trend weist eindeutig auf den wachsenden Wunsch und Bedarf hin, nicht nur akademisches Wissen vermittelt zu bekommen, sondern die Befähigung zu erwerben, dieses auch selbständig für praktische Problemlösungen anzuwenden. Diese Erfahrung des Potsdamer Kurses ist sicher verallgemeinerungsfähig und sollte bei weiteren deutschen Trainingsaktivitäten im Rahmen der IDNDR beachtet werden.

Der Kurs 1990 mußte aus Finanzierungsgründen im Zusammenhang mit der Währungsumstellung im östlichen Teil Deutschlands auf drei Wochen gekürzt und thematisch auf Fragen der „Seismologie und seismischen Gefährdungseinschätzung" konzentriert werden. Der Kurs 1991 zum gleichen Thema konnte mit großzügiger Unterstützung aus dem IDNDR-Fonds des Auswärtigen Amtes erneut auf vier Wochen ausgedehnt werden. Der erstmalig vom GeoForschungsZentrum Potsdam weitgehend getragene und finanzierte Kurs 1992 wurde auf fünf Wochen Dauer erweitert, da erstmalig die Möglichkeit bestand, im Rahmen einer ausgedehnten Fachexkursion zahlreiche geowissenschaftliche Einrichtungen in beiden Teilen des geeinten Deutschland in das Kursprogramm einzubeziehen. Eine Kursdauer von vier bis fünf Wochen wurde in allen Auswertungen früherer Kurse von den Teilnehmern als optimal eingeschätzt.

3.14.3.2 Teilnehmer am Kurs

Bis Oktober 1992 haben 272 Teilnehmer aus 56 Ländern den Kurs besucht, darunter 43 weibliche Teilnehmer (Abb. 3.14.1). Obgleich sich der Kurs in erster Linie an junge postgraduale Studenten geowissenschaftlicher Disziplinen und Mitarbeiter an seismischen Stationen wendet, haben an ihm auch zahlreiche Professoren, Universitätsdozenten, Direktoren von Forschungsinstituten oder operativen nationalen Diensten für Geologie und Geophysik mit Gewinn teilgenommen, wie Nachfolgekontakte zeigen. Kursmaterialien fanden Eingang in deren Vorlesungstätigkeit bzw. eigene Trainingsaktivitäten in ihren Ländern (z. B. in Ägypten und Indien).

Die Zahl der Bewerbungen für den Kurs ist nach anfänglich starkem Anstieg jetzt gleichbleibend hoch und übersteigt bei weitem die Zahl der gewährten Stipen-

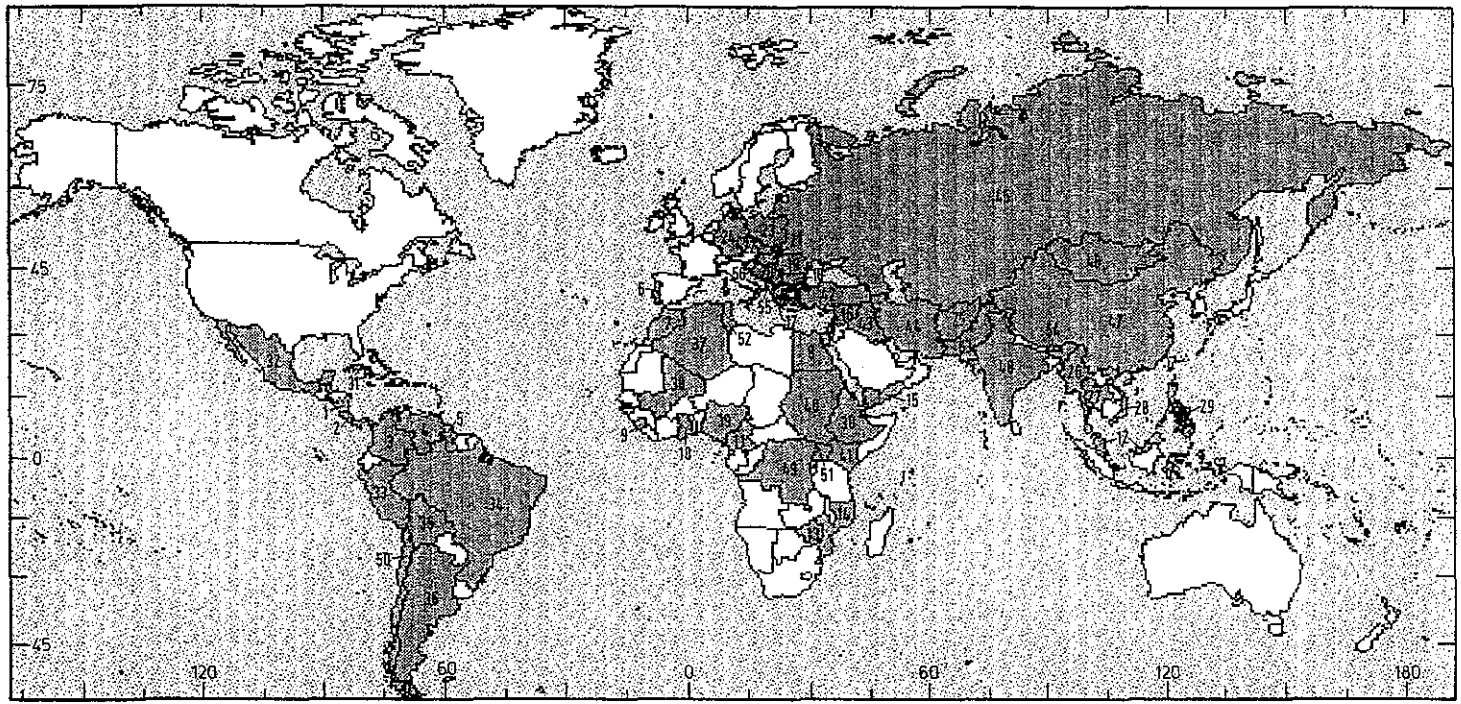


Abb. 3.14.1: Teilnehmerländer am Potsdamer Trainingskurs zur „Seismologie und seismischen Gefährdungseinschätzung". Anzahl der Teilnehmer seit 1980 in Klammern (Stand: Okt. 1992).
Participating countries in the Potsdam training courses on „Seismology and Seismic Hazard Assessment". Number of participants since 1980 are given in brackets (as of Oct. 1992).

1 Nicaragua (4)	8 Ägypten (15)	15 Rep. Jemen (5)	22 ČSFR (5)	29 Philippinen (3)	36 Argentinien (3)	43 Irak (4)	50 Chile (1)
2 Kostarika (5)	9 Sierra Leone (1)	16 Syrien (5)	23 Polen (2)	30 Äthiopien (4)	37 Algerien (11)	44 Iran (16)	51 Uganda (2)
3 Kolumbien (4)	10 Ghana (5)	17 Griechenkand (3)	24 DDR/BRD (30)	31 Kuba (8)	38 Mali (1)	45 UdSSR (2)	52 Tunesien (1)
4 Venezuela (3)	11 Kamerun (1)	18 Bulgarien (7)	25 Afghanistan (9)	32 Mexico (4)	39 Nigeria (3)	46 Mongol. VR (2)	53 Pakistan (1)
5 Guyana (1)	12 Malaysia (2)	19 Rumänien (6)	26 Burma (1)	33 Peru (1)	40 Sudan (4)	47 China (22)	54 Bhutan (1)
6 Portugal (1)	13 Simbabwe (1)	20 Jugoslawien (3)	27 Thailand (1)	34 Brasilien (4)	41 Kenia (4)	48 Indien (20)	55 Albanien (1)
7 Marocco (1)	14 Mocambique (3)	21 Ungarn (1)	28 Vietnam (11)	35 Bolivien (2)	42 Türkei (8)	49 Zaïre (1)	56 Kroatien (1)

dien (Abb. 3.14.2). Das spricht für das gewachsene internationale Renommee des Kurses ebenso wie für den ständig zunehmenden Ausbildungsbedarf auf diesem Gebiet. Deshalb wurden in den letzten Jahren schon bis zu zehn weiteren Bewerbern die Teilnahme gegen eine kostendeckende Gebühr angeboten. Von diesen waren aber nur maximal drei je Kurs in der Lage, die Kosten aufzubringen. Die Teilnehmerzahl pro Kurs ist auf maximal 25–30 begrenzt, um noch ein effektives Training in kleinen Übungsgruppen mit viel Rückkopplung zu den Übungsleitern zu gewährleisten. Die erfolgreiche Kursteilnahme wird durch Zertifikat bestätigt.

3.14.3.3 Wissenschaftliches Programm des Kurses

Kurzfristige Erdbebenvorhersagen und -warnungen an die Bevölkerung sind weder jetzt noch in absehbarer Zeit mit hinreichender Zuverlässigkeit möglich. Deshalb muß die Betonung einer Erdbebenkatastrophenausbildung auf der Befähigung zur seismischen Überwachung und Zonierung eines Landes, zur Einschätzung seiner seismischen Gefährdung und zur seismischen Mikrozonierung gefährdeter Standorte und Siedlungsgebiete liegen. Nur so können Politiker, Planer, Ingenieure, Ausbilder und Publizisten mit den erforderlichen Daten und Argumenten versehen werden, um das öffentliche Katastrophenbewußtsein zu entwickeln, Landnutzung zu regulieren, bebensichere Baunormen festzulegen und durchzusetzen und geeignete Formen

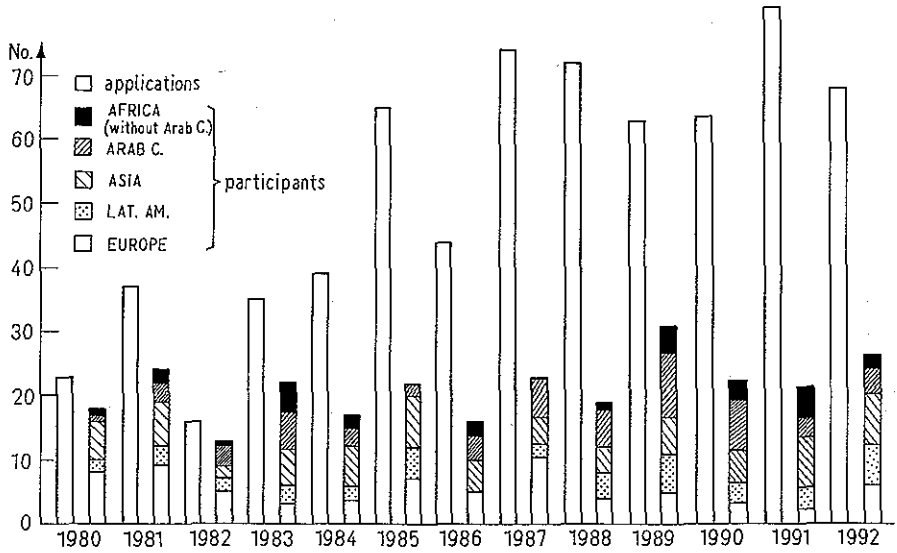


Abb. 3.14.2: Anzahl der Bewerber und Teilnehmer an den UNESCO-Trainingskursen in Potsdam (Stand: Okt. 1992).
Number of applicants and participants in the UNESCO training courses at Potsdam (as of Oct. 1992).

des Schutzes wie der Hilfe für die Zivilbevölkerung zu entwickeln und zu trainieren. Daraus folgt für die Seismologen eines jeden Landes, daß sie in der Lage sein müssen, auf folgende Fragen Antwort zu geben:

- Gibt es in der Region überhaupt Erdbeben und wenn ja, welcher Art (tektonisch, vulkanisch, induziert) und wo, wie stark, weshalb (oder auch weshalb nicht)?
- Wie häufig ereignen sich Erdbeben einer gegebenen Stärke (Magnitude) und welche Bodenerschütterungen (Intensität, Bodenbeschleunigung) und mögliche Schäden werden sie – in Abhängigkeit von den seismotektonischen und Untergrundbedingungen, der Besiedlungsdichte, Art der Landnutzung und Bauweise – verursachen?
- Welche Schlußfolgerungen lassen sich aus Besonderheiten der seismischen Registrierungen sowie aus der räumlichen Verteilung der Seismizität und Erdbebenschäden bezüglich der Seismotektonik und der Untergrundbedingungen eines Gebietes ziehen?
- Was sollte man in diesem Kontext über die Ausbreitung und Dämpfung seismischer Wellen, den strukturellen Aufbau und die physikalischen Eigenschaften des Erdinnern wissen und wie kann man diese ermitteln, unter anderem auch, um die zuvor genannten Fragen besser beantworten zu können?
- In welcher Weise und mit welchen Vertretern anderer Fachdisziplinen müssen Seismologen national und auch regional kooperieren, um ihr Fachwissen, ihre Techniken und Daten so effektiv wie möglich in integrierte interdisziplinäre Strategien und Aktionsprogramme zur Reduzierung von Erdbebenkatastrophen einbringen zu können.

Die thematischen Segmente des Trainingskurses geben Antworten auf diese Fragen, führen die Teilnehmer in die theoretischen Grundlagen und die Methodik der Problemlösung ein und trainieren die wichtigsten Prozeduren der angewandten Seismologie auf der Grundlage realer Daten. Dabei wird Wert darauf gelegt, daß in den Übungen zunächst alle grundlegenden Schritte und Rechnungen durch die Teilnehmer selbst manuell oder nur mit Hilfe eines Taschenrechners bewältigt werden, bevor sie die Gelegenheit erhalten, das Gleiche unter Nutzung leistungsfähiger PCs und komplexer Auswerteprogramme in kürzester Zeit und im komfortablen rechnergestützten Dialog zu wiederholen. Auf diese Weise soll der unkritischen Nutzung von Blackbox-Programmen vorgebeugt, ein Gefühl für die innere Struktur und einschränkende Annahmen eines jeden Algorithmus entwickelt und der Grad der Effektivitätssteigerung bei Anwendung moderner Technik und Programme bewußt gemacht werden.

Aufbauend auf Erfahrungen früherer Jahre sind ab 1991 Vorlesungen (V) und Übungen (Ü) zu folgenden Problemkreisen vorgesehen:

Grundlagen der Seismologie und seismologischen Praxis
- Konzepte, Daten, Methoden und Ziele der Seismologie (V);
- Einführung in die Theorie der Ausbreitung seismischer Wellen (V);

- Einführung in die Seismometrie, Geräteeichung und Installation, Standortauswahl sowie Anlage und Optimierung seismischer Stationen und Netze (V+Ü);
- Einführung in die digitale Datengewinnung und -bearbeitung (V+Ü);
- Parameterbestimmung und Ereignisinterpretation anhand der Registrierungen einzelner seismischer 3-Komponenten-Stationen (V+Ü);
- Auswertung der Registrierungen seismischer Stationsnetze, Ereignisortung und Magnitudenbestimmung (V+Ü);

Erdbebengefährdung und Katastrophenverhütung
- Geologische und geophysikalische Modelle und Beiträge zur Globaltektonik, Bruch- und Seismotektonik sowie zur Paläoseismologie (V);
- Bebenvorhersage, -verhütung und Schadensreduzierung – Schlußfolgerungen aus Fallstudien (V);
- Makroseismik und Parameter starker Bodenbewegungen (V);
- Einführung in die Erdbebenstatistik (V+Ü);
- Einführung in Probleme der seismischen Gefährdungseinschätzung und der seismischen Zonierung (V+Ü);
- Vergleich verschiedener Prozeduren der seismischen Zonierung und Erfahrungen bei der Wahl geeigneter Eingangsparameter (V);
- Beiträge des Erdbebeningenieurwesens zur Reduzierung des Bebenrisikos in ländlichen, städtischen und Industriegebieten.

Seismische Herdprozesse und Seismotektonik
- Physikalische Modelle seismischer Herdprozesse, ihre mathematische Beschreibung und Anwendung (V);
- Bestimmung seismischer Herdparameter (Ü);
- Herdflächenlösungen: Theorie und Methoden (V+Ü);
- Nutzung von Herdflächenlösungen und weiterer Herdparameter für seismotektonische Untersuchungen (V).

Seismologische Methoden der Strukturerkundung
- Aufzeichnungs- und Filterverfahren zur Verbesserung der Phasenerkennung und -identifikation (V);
- Seismische Methoden der Erforschung der Lithosphäre mittels seismischer Raumwellen (V+Ü);
- Komplexe geophysikalisch-geologische Interpretation der Ergebnisse seismischer Strukturerkundungen;
- Kontrollierende Faktoren für das Auftreten seismogener Zonen in der Lithosphäre (V).

Integrierte Programmme zur Katastrophenverhütung und -bekämpfung (Einladungsvorträge)
- IDNDR: Ziele und Ergebnisse auf nationaler, regionaler und globaler Ebene;
- Zur Rolle von Seismologen bei der Ausarbeitung und Realisierung interdiszipli-

närer Aktionsprogramme zur seismischen Überwachung, Gefährdungseinschätzung, Bebenprognose und Reduzierung des Erdbebenrisikos;
- Neue Wege der Öffentlichkeitsinformation und Ausbildung mit dem Ziel der Erhöhung der gesellschaftlichen Katastrophenbewußtheit und der Entwicklung von Fähigkeiten und Organisationsformen zur effektiven Katastrophenbekämpfung und Selbsthilfe.

Insgesamt sind für einen 4-Wochen-Kurs etwa 60 Stunden Vorlesungen, 70 Stunden Übungen, ein Tag Workshopsitzungen und zwei Exkursionstage vorgesehen. Daneben wird Zeit für Selbststudium und spezielle Fachkonsultationen zu individuell interessierenden Fragen eingeräumt. Bei der fünfwöchigen Kursvariante werden für Workshops drei bis vier Tage und für die Fachexkursion fünf bis sieben Tage eingeplant.

3.14.3.4 Kursmaterialien

Seit dem dritten Kurs wurde den Teilnehmern eine gedruckte Version der Vorlesungskurzfassungen überreicht. Diese wurden alljährlich – bis zum achten Kurs – aktualisiert und erweitert (z. B. Veröffentlichungen des Zentralinstituts für Physik der Erde, 1982 und 1987). Obgleich die letzte Version bereits 420 Seiten umfaßte, enthielt sie meist nur Kurzfassungen der Vorlesungen und Übungen. Deshalb wurden den Teilnehmern auf Wunsch zusätzlich Kopien der aktuellsten Vorlesungsmaterialien sowie weiterführende Literaturhinweise, Sonderdrucke usw. übergeben. Auch die Mehrzahl der Übungsmaterialien einschließlich einführender Bemerkungen, Formeln, Illustrationen, Tabellen, Laufzeitkurven, Seismogrammkopien, Rechenschemata u. a. wurden als Einzelblätter bereitgestellt, da dies ein leichteres Arbeiten während der Übungen gestattet. Darüber hinaus steht den Teilnehmern eine kleine Handbibliothek wichtiger Lehrbücher, Monographien, Zeitschriften und Einzelartikel zur Ausleihe und für weiterführendes Selbststudium zur Verfügung. Diese Dienstleistung ist besonders wichtig, da in den meisten Entwicklungsländern nur ein sehr geringer Teil der internationalen Fachliteratur zur Verfügung steht. Im Einzelfall werden besonders dringend benötigte und in den Ländern nicht verfügbare Materialien auf Wunsch ebenfalls kopiert.

Seit dem achten Kurs wurden weitere inhaltliche Änderungen im Programm vorgenommen und eine Form gefunden, die den Erfordernissen für Trainingskurse im Rahmen der IDNDR bestmöglich entsprechen dürfte. Allerdings erfordert dies eine völlige Überarbeitung und Neuherausgabe der gedruckten Vorlesungsmaterialien. Konzeptionen dafür liegen vor. Inzwischen wurde entschieden, diese Kurse weiterzuführen, sie in die Liste der IDNDR-Projekte der Bundesrepublik Deutschland aufzunehmen und ihre weitere Konzipierung und Realisierung im Bereich für Desasterforschung des 1992 gegründeten GeoForschungsZentrum Potsdam anzusiedeln. Die Kurse sollen weiterhin alljährlich, alternierend in Potsdam und in Entwicklungsländern, durchgeführt werden. Die Erstellung eines neuen Kursmaterials wird damit zu einer vordringlichen Aufgabe.

Ein solches Material ist – zumindest im Entwurf – spätestens bis Ende 1993 zu erarbeiten. Es sollte ein „Kochbuch" werden für die seismologische Praxis, das heißt ein knapper und anschaulicher Leitfaden für die selbstständige Durchführung aller elementaren Aufgaben der seismischen Überwachung, der Ereignisortung und -klassifikation, der Darstellung und Analyse der Seismizität, der Ermittlung seismischer Herdparameter und Ausbreitungsbedingungen seismischer Wellen, der Analyse von Strongmotionaufzeichnungen und Erdbebenschäden sowie der Erdbebenstatistik und Gefährdungseinschätzung mit allen erforderlichen Anleitungen, Formeln, Schemata, Tabellen, Diagrammen, Literaturhinweisen, Fragen und Auflösungen zur Selbstkontrolle etc. Ein solches Lehrbuch gibt es bisher auf dem internationalen Buchmarkt nicht. Diese Lücke könnte im Rahmen des deutschen Beitrages zur IDNDR bis etwa 1994 geschlossen werden, wenn ein entsprechendes Projekt dazu bestätigt und finanziert wird. Mehrere Verlage haben bereits Interesse an einer Veröffentlichung angemeldet.

3.14.3.5 Internationale Resonanz auf den Trainingskurs

Offizielle Vertreter der UNESCO haben bei verschiedenen Anlässen wiederholt ihre hohe Werteinschätzung für diesen einzigen von UNESCO unterstützten regulären Trainingskurs auf dem Gebiet der Seismologie hervorgehoben. Ein wirklich objektiver Ausweis aber dürfte die in den ersten fünf Jahren ständig gewachsene und seitdem etwa gleichbleibende Anzahl von Bewerbungen sein. Sie übersteigt die Kurskapazität etwa um das dreifache (Abb. 3.14.2). Die hohe Nachfrage wird nachweislich gefördert durch Empfehlungen früherer Kursteilnehmer.

Direktoren und Professoren führender geowissenschaftlicher Institutionen in Ägypten, Iran, Indien und Algerien, die selbst Teilnehmer des Kurses waren, haben zum Beispiel in allen Folgejahren für ständig neue Bewerber aus ihren Einrichtungen gesorgt. Die Korrespondenz früherer Kursteilnehmer mit Lektoren, deren Anforderung als Experten für Entwicklungshilfeprojekte (z. B. nach Nikaragua, Iran und Vietnam) und die wachsende Anzahl von Anträgen für weiterführende postgraduale Qualifizierung am oder gemeinsame Forschungsprojekte mit dem Potsdamer Institut (u. a. Ägypten, Indien, Kuba, Nikaragua und Iran) sind ebenfalls ein Ausdruck für die fachliche Qualität und vertrauensbildende, menschliche Dimension des Kurses.

1990 konnten erstmalig Konzeption und Erfahrungen des Kurses auf dem Gebiet des katastrophenrelevanten Trainings einem breiten internationalen Auditorium vorgestellt werden. Zum Thema „Training for Disaster Reduction" wurde vom Disaster and Emergency Relief Center (DERC) der Technischen Universität Delft mit Unterstützung der UNESCO das erste Seminar im Rahmen der IDNDR durchgeführt. Neben Offiziellen der UNESCO, WHO, UNDRO und des IDNDR-Sekretariats sowie geladener Lektoren nahmen daran zahlreiche Vertreter internationaler Organisationen für Katastrophenhilfe aus den USA (z. B. Intertec), Frankreich (Médecins Sans Frontières), Großbritannien, der BRD und zahlreichen Entwicklungslän-

dern Afrikas, Lateinamerikas und Asiens teil. Den Einführungsvorlesungen folgten drei Workshops zu institutionellen Aspekten des Trainings, zur Information und Dokumentation sowie zur Ausarbeitung von Trainingsmaterialien. Der Autor war gebeten worden, über die 10jährigen Trainingserfahrungen des ZIPE zu berichten (Bormann und Oesberg 1991) und Beiträge zum letztgenannten Workshop zu leisten. Teilnehmer am Workshop empfahlen, im Protokoll der Veranstaltung auf die positiven Erfahrungen des ZIPE und Médecins Sans Frontières zu verweisen und deren inhaltliches und didaktisches Konzept als beispielgebend und nachahmenswert für andere Trainingsaktivitäten während der Dekade zu empfehlen.

DERC wurde inzwischen von der UNESCO beauftragt, als „Executing Institution" ein rechnergestütztes modulares Weltwissenskompendium zur Katastrophenproblematik zu erstellen, das über das United Nations International Emergency Network (UNIENET) global allen Nutzern zur Verfügung stehen soll. Auf der Grundlage dieses Wissenskompendiums sollen dann vom DERC sowohl komplexe als auch auf bestimmte Katastrophenarten bezogene Informations- und Trainingsmaterialien für verschiedene Regionen/Länder und Zielgruppen erstellt werden. DERC bekundete Interesse, das Potsdamer Institut in das zu schaffende Katastrophenausbildungsnetz der UNESCO und in die Begutachtung der zu erarbeitenden Trainingsmaterialien einzubeziehen.

Weitere Gelegenheiten und Aufforderungen zur Darstellung des Konzepts und der Erfahrungen des Potsdamer Trainingskurses wurden mit Vorträgen, Postern und Gesprächen anläßlich der International Conference for Disaster Management (Emergency '90, Kairo, September 1990), der Seminare des Berliner Verbundprojektes Erdbebenprognostik im Dezember 1990 in Lagos, Nigeria und im Juni 1991 in Berlin sowie der First International Conference on Seismology and Earthquake Engineering im Mai 1991 in Teheran wahrgenommen. Inzwischen erreichten das GeoForschungsZentrum Potsdam offizielle Angebote aus Indien (Universität Roorkee) und dem Iran (International Institute of Earthquake Engineering and Seismology), 1993 in Roorkee bzw. in Teheran in Anlehnung an die Potsdamer UNESCO-Trainingskurse entsprechende regionale Trainingskurse mit Unterstützung deutscher Lektoren durchzuführen. Weitere Interessenbekundungen für die Folgejahre liegen bereits aus China, Costa Rica und Nicaragua vor.

3.14.4 Zusammenfassung, Schlußfolgerungen und Empfehlungen

Eine Grundvoraussetzung für die Realisierbarkeit der Zielstellungen der IDNDR ist eine breitenwirksame, alle Zielgruppen der Gesellschaft differenziert erreichende Information, Motivation und erforderlichenfalls auch Ausbildung. Dafür bestehen in Deutschland gute Voraussetzungen. Die seismische Gefährdung des Territoriums ist vergleichsweise gering, die Bausubstanz solide, die geowissenschaftliche und ingenieurtechnische Ausbildung an den Hochschulen und Universitäten besitzt eine

sehr breite Basis und international anerkanntes Niveau, das System des Zivilschutzes ist gut entwickelt, durchorganisiert, erprobt und technisch gut ausgerüstet, und Schulen wie auch Medien bieten alle Voraussetzungen, um die im Land vorhandene Katastrophenkompetenz aktuell, anschaulich, überzeugend und motivierend ins öffentliche Bewußtsein zu bringen und erwünschte Verhaltensweisen im Katastrophenfall zu fördern.

Selbstverständlich sollte man auch in Deutschland die UN-Dekade und die Bildung eines IDNDR-Nationalkomitees dazu nutzen, die bestehenden Gremien und guten Voraussetzungen auf allen Ebenen weiter zu entwickeln. Insbesondere müssen für die in den vorangegangenen Kapiteln aufgezeigten Wissenslücken bessere, wissenschaftlich begründete Antworten und technisch wie ökonomisch und organisatorisch tragfähige Lösungen gefunden werden. Für Deutschland selbst wird aber, zumindest für den Erdbebenfall, kein akuter zusätzlicher Trainingsbedarf gesehen.

Andererseits besteht international, insbesondere in den von Erdbebenkatastrophen heimgesuchten Entwicklungsländern, ein beträchtliches Informations- und Ausbildungsdefizit. Das öffentliche Katastrophenbewußtsein ist in der Regel wenig entwickelt, Fatalismus weit verbreitet, vorausschauendes, präventives Planen und Handeln und dazu erforderliches Wissen nur in Ausnahmefällen anzutreffen, der Zivilschutz nicht existent oder nur mangelhaft organisiert, trainiert und ausgerüstet. Eigene Fachleute, die die Voraussetzungen für eine Verbesserung der Situation schaffen könnten, fehlen oft völlig, ebenso wie die materiell-technischen und finanziellen Voraussetzungen. Diese katastrophale Situation ist nicht ohne internationale Solidarität und großzügige Hilfe entscheidend zu verbessern, schon gar nicht im verbleibenden knappen Jahrzehnt dieses Jahrtausends.

Die deutsche Wissenschaft, Wirtschaft und Politik hat hier eine gute Möglichkeit, sich wirksam einzubringen und einen international geachteten Beitrag zu Training und Weiterbildung im Rahmen der IDNDR zu leisten. Dabei empfiehlt es sich, an bereits vorhandene und bewährte Aktivitäten anzuknüpfen, diese fortzusetzen und gegebenenfalls auszubauen, nicht aber völlig neue zu beginnen, ohne daß dafür ein klar erkennbarer Bedarf vorhanden ist.

Die Analyse des weltweiten Trainingsangebotes auf dem Gebiet Erdbeben zeigt, daß zahlreiche internationale und regionale Kurse und Seminare zum Erdbebeningenieurwesen und zur Ingenieurseismologie sowohl in Europa als auch in Asien und Lateinamerika zur Verfügung stehen. Sie bieten Kurse unterschiedlicher Dauer und Qualifizierung und zum Teil auch Stipendien für Teilnehmer aus Entwicklungsländern an. Wesentlich schlechter steht es dagegen mit Training und Weiterbildung auf dem Gebiet der Grundlagen der Seismologie, das heißt genau des Gebietes, das Voraussetzungen für vorbeugende Planung und Aktivitäten, auch der Erdbebeningenieure, zu erbringen hat und (im günstigen Falle) auch als einziges Frühwarninformationen liefern könnte.

Der Potsdamer UNESCO-Trainingskurs zur „Seismologie und seismischen Gefährdungseinschätzung" ist bislang der einzige regelmäßig stattfindende und weltweite offene Intensivkurs auf diesem Gebiet. Er verbindet hinreichende Ausbildungsdauer, Vermittlung interdisziplinären Problemverständnisses, betonte Praxis-

orientierung und langjährige Ausbildungserfahrung mit dem Vorzug großzügiger Stipendiengewährung für Teilnehmer aus Entwicklungsländern. Seit Jahren übersteigt die Zahl der Bewerber die mögliche Teilnehmerzahl um ein Vielfaches. Das ist Ausdruck sowohl für den unverminderten Ausbildungsbedarf als auch für den durch Leistung erworbenen internationalen Ruf des Kurses. Davon zeugen zunehmend auch Anfragen zur Durchführung entsprechender Kurse in Entwicklungsländern, zur Beteiligung an der Ausarbeitung entsprechender internationaler Trainingsmaterialien und an dem zu schaffenden Katastrophenausbildungsnetz der UNESCO sowie zur Durchführung gemeinsamer Arbeiten bei der Errichtung, dem Betrieb und der wissenschaftlichen Nutzung seismischer Überwachungsnetze in Entwicklungsländern. Deshalb sollten diese Kurse, als ein Hauptbeitrag Deutschlands zu Trainingsaktivitäten im Rahmen der IDNDR, fortgesetzt, teilweise neu gestaltet und durch geeignete ergänzende Maßnahmen flankiert werden. Dazu könnten gehören:

- Trainingskurse vor Ort in ausgewählten, besonders bedürftigen Entwicklungsländern, zum Beispiel im Zusammenhang mit konkreten, gegebenenfalls von internationalen Organisationen unterstützten Projekten zur Schaffung seismischer Überwachungsnetze und zur Einschätzung der seismischen Gefährdung;
- Durchführung wissenschaftlicher Einsätze bei Katastrophenbeben oder auch Vulkaneruptionen in den betroffenen Gebieten (Seismische „Feuerwehr" bzw. „Disaster Task Force");
- Angebote an besonders motivierte und begabte Kursteilnehmer für vertiefende Spezialstudien, wissenschaftliche Graduierung oder Projektbeteiligung, möglicherweise im Rahmen des Deutschen Akademischen Austauschdienstes (DAAD). Im beiderseitigen Interesse ließen sich auf diese Weise größtmöglicher Ausbildungserfolg für und zukünftige effektive Kooperation mit Kursteilnehmern und deren Einrichtungen/Ländern verbinden;
- abgestimmte Aktivitäten mit dem Berliner Verbundprojekt für Erdbebenprognostik, um zu gewährleisten, daß sich die Berliner und Potsdamer Ausbildungsmaßnahmen bestmöglich ergänzen und alle sich bietenden Möglichkeiten zur Kooperation genutzt werden.

Zum letztgenannten Punkt ist zu bemerken, daß die inhaltlichen Schwerpunkte der Berliner Expertenseminare logisch an das Ausbildungsziel der Potsdamer Kurse anschließen. Bei ihnen stehen Probleme der Modellierung zu erwartender Erdbebenstarkbewegungen, der Wechselwirkung Boden-Struktur, der Risikoanalyse und Landnutzungsplanung, bebensicherer Entwürfe und Konstruktionen sowie der Katastrophenbereitschaft, -hilfe und -versicherung im Vordergrund. Sie haben bis jetzt nicht den Charakter von Trainingsseminaren oder -kursen. Es ist aber daran gedacht, sie in Zukunft durch solche, bevorzugt in Entwicklungsländern, zu ergänzen. Damit wären beide Projekte komplementär und böten viele Möglichkeiten zur Kooperation, einschließlich abgestimmter Zeitplanung und sich wechselseitig ergänzender Spezialvorlesungen in den unabhängigen Kursen oder Seminaren. Es wäre

auch denkbar, gelegentlich gemeinsame Trainingsprojekte zu vereinbaren, die das Gesamtproblem der Erdbebenkatastrophen von den seismologischen Grundlagen über das Erdbebeningenieurwesen bis hin zu den Versicherungsfragen umspannen. Letzteres ist aber nur dann sinnvoll, wenn ein solcher mehrwöchiger Rundum-Kurs in einem Entwicklungsland durchgeführt wird und dort, zeitlich wie auch inhaltlich-methodisch gestaffelt, ein breiter Teilnehmerkreis aus unterschiedlichen Zielgruppen angesprochen werden kann, auch durch ergänzende öffentliche Vorlesungen, Technikdemonstrationen und Informationsveranstaltungen unter Einbeziehung der Medien. Vom DERC wurden inzwischen dem GFZ konkrete Angebote für die Durchführung aufeinander abgestimmter, komplementärer paralleler Trainingskurse am gleichen Ort in Entwicklungsländern für Wissenschaftler und Techniker einerseits sowie Katastrophenmanager und Planer andererseits unterbreitet. Ein Teil der Vorlesungen und Workshops könnte dann gemeinsam durchgeführt beziehungsweise durch Austausch von Lektoren bestritten werden. Auch CERG ist an einer engen abgestimmten Zusammenarbeit interessiert. Dabei wird der Aufbau eines europäischen Netzes von Institutionen für Katastrophentraining und langfristig auch die Vergabe eines europäischen postgradualen Diploms für Katastrophenforschung und/oder -management ins Auge gefaßt.

Für eine solche Neugestaltung internationaler Trainingskurse und ergänzender deutscher Aktivitäten auf dem Gebiet geologischer Katastrophen bietet das in Potsdam geschaffene GeoForschungsZentrum ideale wissenschaftlich-technische und logistische Voraussetzungen. Die umfassende Einbeziehung von Lektoren und Spezialisten auch aus anderen geowissenschaftlichen Instituten der alten und neuen Bundesländer ist vorgesehen. Das gilt ebenso für die notwendige Erarbeitung eines neuen Kursmaterials. Für dieses ist eine Publikation als Handbuch der seismologischen Praxis anzustreben, das den Bedürfnissen der Nutzer, insbesondere in den Entwicklungsländern, bestmöglich gerecht wird. Im Rahmen eines europäischen Trainingsnetzes wäre eine ganze Serie entsprechender thematischer Publikationen zu erwägen.

Bisherige Erfahrungen belegen, daß es nicht zweckdienlich wäre, Trainingskurse für Teilnehmer aus Entwicklungsländern zu kommerzialisieren oder auf kostendeckender Gebührenbasis aufzubauen. Die bedürftigsten Länder können dann diese Angebote nicht wahrnehmen. Deshalb wird empfohlen, die Potsdamer Kurse mit Unterstützung des Auswärtigen Amtes (bei Kursen im Ausland), des BMFT, des BMZ, der Carl-Duisberg-Gesellschaft oder auch anderer Sponsoren aus Wirtschaft und Gesellschaft während der Laufzeit der IDNDR fortzusetzen und dafür auch in Zukunft jährlich 15 bis 20 Stipendien für Teilnehmer aus Entwicklungsländern aufzubringen. Die restlichen fünf bis zehn Plätze bis zur maximalen Belegungszahl von etwa 25 Personen könnten dann gegen kostendeckende Teilnahmegebühren oder Stipendien, z. B. der UNDRO, vergeben werden.

Vorliegende Informationen über internationale Trainingsangebote lassen vermuten, daß es auch auf dem Gebiet des Erdbebeningenieurwesens noch einige wesentliche Aufklärungs-, Ausbildungs- und Aktionslücken gibt. Das gilt vor allem für den für Entwicklungsländer so entscheidenden Problemkreis „Low Cost Housing" (Kapi-

tel 3.9) sowie „Komponenten und Einbauten", für den im Kapitel 3.7 ebenfalls die Erarbeitung von Schulungskonzepten mit dem Ziel vorgeschlagen wird, in nicht hochindustrialisierten Ländern zielgerichtete und kostengünstige Maßnahmen zum Erdbebenschutz von Komponenten vor Ort durchzuführen. In diesem Zusammenhang scheint es auch dringend geboten zu prüfen, ob sich nicht gerade für Adobegebäude und andere Varianten der traditionellen Billigbauweise in Entwicklungsländern kostengünstige Technologien und Maßnahmen zur Bauwerksertüchtigung (Kapitel 3.10) angeben lassen, die man in Beratungs- und Trainingsveranstaltungen vor Ort demonstrieren und propagieren könnte. Entsprechende Initiativen der Bundesrepublik Deutschland in diese Richtungen würden sicherlich auf große Resonanz stoßen und wären ein bedeutsamer Beitrag zur IDNDR.

Des weiteren wird vorgeschlagen, daß das deutsche IDNDR-Nationalkomitee, in Abstimmung mit dem DAAD, die Möglichkeit erhält, für besonders begabte und zielstrebige Studenten aus Entwicklungsländern, ein- bis zweijährige Sonderstipendien für vertiefende Studien, Forschungsprojekte und Graduierungsarbeiten zu vergeben. Zum anderen sollten Fonds erschlossen werden, um deutschen Spezialisten verstärkt die Möglichkeit zur Bearbeitung IDNDR-relevanter Projekte in besonders bedürftigen Entwicklungsländern zu ermöglichen, unter anderem als Nachfolgeaktivitäten zu den durchgeführten Trainingsmaßnahmen, aber auch zur Durchführung detaillierter Untersuchungen der Folgeerscheinungen von Katastrophenbeben vor Ort, um sich das für die Ausbildung und Expertenberatung erforderliche Know-how anzueignen (Kapitel 3.12).

Das Angebot von DERC, TU Delft, zur Beteiligung an der Ausarbeitung und Begutachtung eines internationalen Wissenskompendiums zu Naturkatastrophen sowie darauf aufbauender differenzierter Informations- und Trainingsmaterialien für verschiedene Regionen und Zielgruppen sollte ebenso aufgegriffen werden wie die Vorschläge von DERC und CERG zur Durchführung abgestimmter komplementärer, z. T. sogar paralleler Trainingskurse am gleichen Ort.

3.14.5 Literatur

Bittner, R. F. (1990): Nadel im Heuhaufen. Wie ein „Change agent" auflaufen kann. Entwicklung und Zusammenarbeit *6*, 11.

Bormann, P. (1990): Training für den Katastrophenschutz. Spectrum, Berlin, *4*, 7.

Bormann, P., Oesberg, P. (1991): Evaluation of Ten Years of Disaster Training. Vortrag auf dem internationalen Seminar „Training for Disaster Reduction", Den Haag, Niederlande, 28. – 29. 05. 1990, Proceedings (im Druck).

Bormann, P. (1992): UNESCO-Trainingskurse zur Seismologie in Potsdam: Ein deutsches Fortbildungsangebot für Geowissenschaftler aus Entwicklungsländern. UNESCO heute. 39. Jahrg., Ausgabe III, 242–249.

EOS, (1990): IRIS Alerts Congress. Transactions, American Geophysical Union, Vol. 71, No. 14, April *3*, pp. 369 and 375.

Kerckhoff, G. (1990): Noch immer ein Stiefkind: Der Nachkontakt. Entwicklung und Zusammenarbeit *6*, 4–5.

Kraft, H. (1990): Vom Studium in Deutschland zurück in die Fremde. Entwicklung und Zusammenarbeit *6*, 6–8.

UNDRO (1983): Proceedings of the Seminar on Earthquake Predicition Case Histories. Geneva, 12–15 October 1982. UNDRO/83/33, Genf, 207 pp.

UNDRO (1989a): Directory of Training Institutions for Disaster Management. National, Regional and International Institutions providing Training in Disaster Management. Geneva, Vol. I, 228 pp.

UNDRO (1989b): Directory of Training Institutions for Disaster Management. United Nations system, International Red Cross and Red Crescent Movement, other International Organizations. New York, Vol. II, 71 pp.

UNDRO/United Nations (1990): Directory of Training Institutions for Disaster Management. Vol. I, Addendum, New York, 42 pp.

United Nations (1978): Disaster Prevention and Mitigation – A Compendium of Current Knowledge. Vol. 3, Seismological Aspects, New York, 127 pp.

United Nations (1984): Proceedings of the Seminar on Earthquake Preparedness. Athens, 11–14 January 1983. UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region. Geneva, 197 pp.

United Nations (1987): Earthquake Prediction and Mitigation of Earthquake Losses. Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar in Dushanbe, USSR, 8–14 October 1986, 321 pp.

Veröff. des Zentralinstituts für Physik der Erde (1982): Abstract of Lectures. 3rd International Training Course on „Tectonics, Seismology and Seismic Risk Assessment". Oct. 28 – Nov. 24, Potsdam, 263 pp.

Veröff. des Zentralinstituts für Physik der Erde (1987): Lectures and Exercises. 8th International Training Course on „Seismology, Tectonics and Seismic Risk Assessment". Sept. 9 – Oct. 7, 1987. Vol. I and II, 418 pp.

3.15 Regionalplanung nach Erdbebenkatastrophen – der Beitrag der Sozialgeographie

Robert Geipel

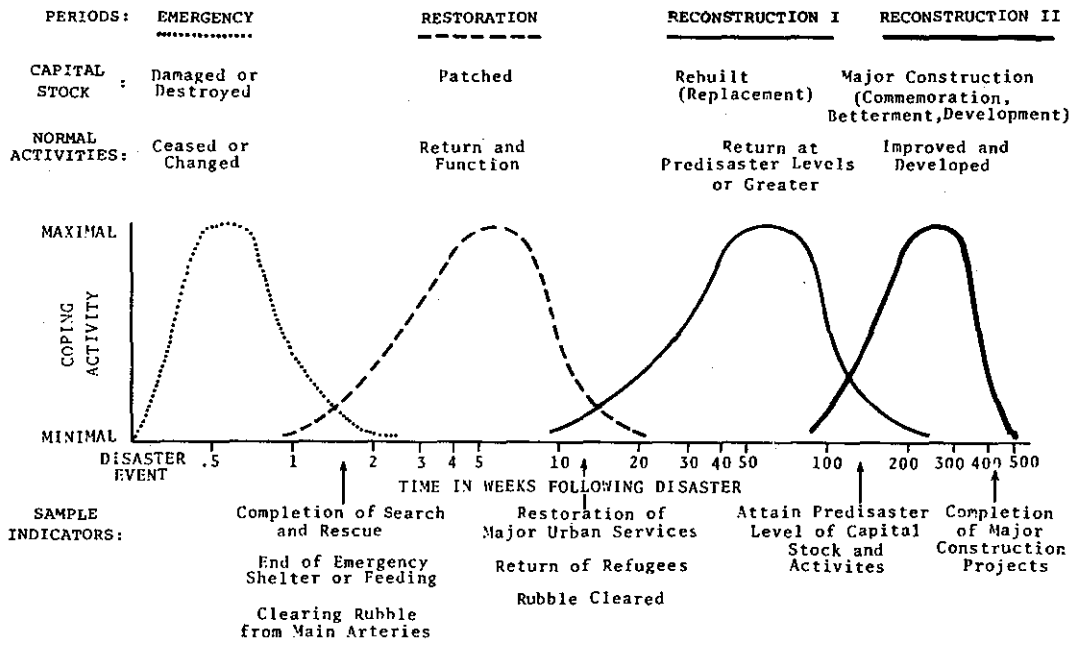
3.15.1 Einleitung

Der bisherige Kenntnisstand über den Wiederaufbau nach einer Erdbebenkatastrophe postuliert vier Phasen (emergency, restoration, reconstruction I und reconstruction II), von welchen die jeweils folgende zehnmal so lang dauert wie die vorangegangene. Dieses Modell von Kates und Pijawka (Abb. 3.15.1) aus dem Jahre 1977 konnte bisher noch kaum getestet werden, da Langzeituntersuchungen im Zeitraum von zehn Jahren weitgehend fehlen. Zwei DFG-Projekte am Beispiel des Erdbebens im Friaul (1976) ließen es jedoch zu, zwischen 1976/80 und 1985/88 das Modell am wirklichen Wiederaufbauprozeß (Kostenvolumen ca. 12 Milliarden DM) zu überprüfen.

Während der ersten beiden Ablaufphasen lassen sich Ausschlußfristen (deadlines) beobachten, die nicht überschritten werden dürfen, wenn die Naturkatastrophe nicht in eine soziale Katastrophe münden soll. So zeigen sich für den Zeitraum des ersten Vierteljahres zum Beispiel die in Abbildung 3.15.3 dargelegten Regelhaftigkeiten.

An der Schnittstelle der ersten beiden (Katastrophe – Evakuierung – Barackenbau – Rückkehr in low cost housing) mit den zwei folgenden Phasen setzt ein weiteres Modell an, das notwendige Entscheidungen vor den beiden Rekonstruktionsperioden abbildet (Abb. 3.15.2). Die Problemfelder II und IV sind dabei für den Regionalwissenschaftler, III für den Ingenieur von besonderer Bedeutung.

Aus der Überprüfung der aufgezeigten Modelle am genannten Beispiel lassen sich die folgenden Einsichten zusammenfassen.



Quelle: Kates, R.W., Pijawka, D., 1977, S. 4

Abb. 3.15.1: Zyklen beim Wiederaufbau (Haas, J., Kates, R. und M. J. Bowden 1977). Model of the phases of the reconstruction.

3.15.2 Schlußfolgerungen für die IDNDR

1. Jeder *Wiederaufbau* nach einer Katastrophe betreibt als „raumwirksame Staatstätigkeit" *Regionalentwicklungspolitik.* Je mehr sich die Entscheidungsträger dieser strukturellen Wirkungen bewußt sind, um so besser können unerwünschte Nebenwirkungen eines Wiederaufbaus erkannt und erwünschte Effekte einer erneuerten Regionalstruktur angezielt werden.
2. In allen potentiellen Erdbebengebieten sollten Konzeptionen und *Pläne* vorbereitet sein, die nach einer eingetretenen Katastrophe eine zukunftssichere *Neufassung der Regionalstruktur* und des Siedlungsgefüges ermöglichen. Andernorts bewährte Konzepte wie „disperse Konzentration", „punktaxiale Siedlungsstrukturen" oder „Entwicklungsachsen" sollten alle Wiederaufbauinitiativen von Anfang an lenken. Das kann nur durch adäquate Gesetzgebung erfolgen, die zum Beispiel Entschädigungsleistungen nicht an den Ort des entstandenen Schadens bin-

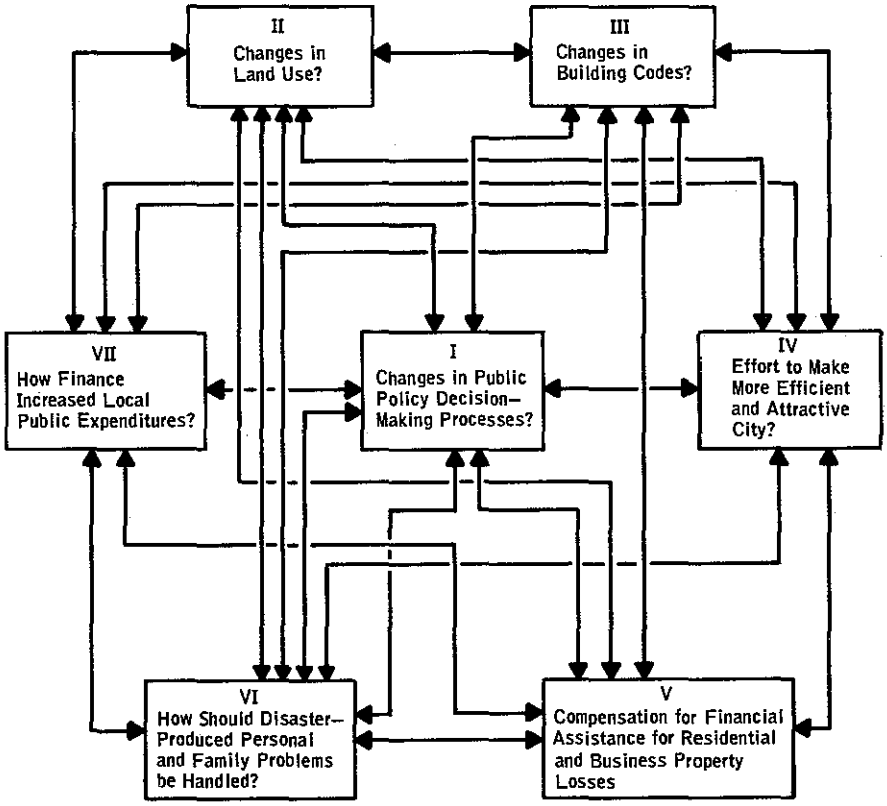


Abb. 3.15.2: Relationen zwischen sieben Grundüberlegungen zum Wiederaufbau (Haas et al. 1977).
Links among seven basic reconstruction issues.

det, sondern auch Neubau zum Beispiel in landesplanerisch festgelegten zentralen Orten sowie unter Umständen in Siedlungsschwerpunkten zuläßt. Als Minimum einer solchen Planung sind seismische Zonierung, Ausschluß von high risk-Gebieten von der Wiederbebauung und Regelwerke für erdbebensicheres Bauen zu fordern.

3. Im Katastrophenfall ist unter Umständen eine weitgehende *Evakuierung* des Katastrophengebietes eine sinnvolle Maßnahme. In entwickelten Gebieten mit Touristikinfrastruktur (Italien, Griechenland, Türkei, Jugoslawien) ist diese nach Möglichkeit zu nutzen. Konflikte lassen sich vermeiden, wenn die Evakuierung von vornherein zeitlich begrenzt ist (und damit auch auf den zügigen Bau von Baracken zurückwirkt), ein Konzept für die spätere Unterbringung existiert und eine effektive Organisation die Maßnahmen durchsetzen kann (Einsetzung eines Notstandskommissars).

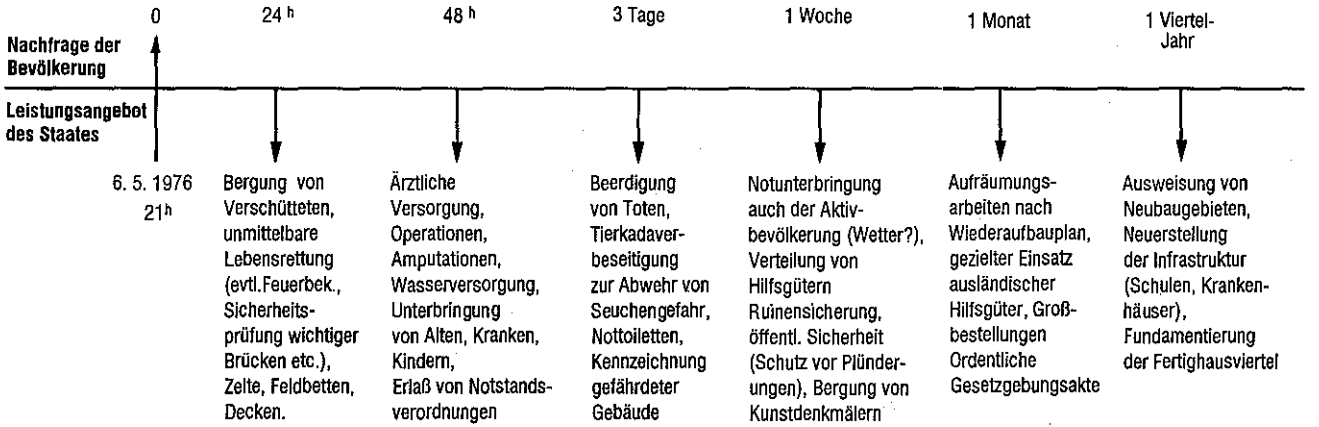


Abb. 3.15.3: Ablaufschema für eine Katastrophe (Geipel 1977, verändert).
Synopsis of demand and supply for aid measures.

4. Für die häufig lange Phase zwischen der provisorischen Herstellung der Lebensbeziehungen (restoration) und dem Einzug in neue Häuser stellt die *Unterbringung in Baracken* eine sinnvolle Lösung dar. Sie ermöglicht ein weitgehend normales Leben, ohne daß das endgültige Ziel des Einzugs in permanente Häuser aufgegeben wird. Sie läßt den nötigen Freiraum, um Häuser, die den Bedürfnissen und Wünschen der Bewohner entsprechen, seismisch sicher zu bauen.
5. Die Einweisung der Obdachlosen oder aus der Evakuierung Zurückgekehrten sollte (zumindest innerhalb eines Ortes) in qualitativ *gleichwertige Baracken* erfolgen, um soziale Spannungen zu vermeiden. Die Unterbringung in geschlossenen Barackenstädten (Baraccopolen) ist infrastrukturkostengünstiger, aber spannungsreicher, wohingegen eine verstreute Unterbringung auf der Parzelle des zerstörten Hauses dessen Wiederaufbau behindern kann, aber Selbsthilfe erleichtert.
6. Die *Barackenstadt* kann als Instrument benutzt werden, die Konzentration der Bevölkerung in zentralen Orten oder Siedlungsschwerpunkten zu fördern. Es muß aber von Anfang an ein *Entleerungskonzept* vorliegen, um eine Persistenz der Barackennutzung auszuschließen. Leerstehende Baracken sollten sofort abgebaut werden, um eine unerwünschte Nachnutzung durch Squatter auszuschließen. Alte und sozial Schwache, die keine Initiative entwickeln können, um die Notunterkünfte von sich aus zu verlassen, müssen durch sozialplanerische Maßnahmen (vom „Essen auf Rädern" bis zum Bau von Einliegerwohnungen, Altenwohnungen usw.) unterstützt werden. Ebenso ist an neu entstehende Familien zu denken, die keine persönlichen Verluste erlitten haben und deshalb von Entschädigungen ausgeschlossen sind. Sie sollten von der Squatternutzung abgehalten werden.
7. Staatliche Zuschüsse für den privaten Wiederaufbau sollten so dosiert werden, daß sie einen *Anreiz* bieten, aus den Baracken *auszuziehen.* Auszahlungsmodi wie zum Beispiel 50 Prozent bei Rohbau, 40 Prozent bei Innenausbau, nur 10 Prozent bei Einzug verführen dazu, möglichst lange in den Baracken zu bleiben, die häufig einen subventionierten Aufenthalt ermöglichen. Am einfachsten dürfte ein Modus von 50 Prozent bei Rohbaufertigstellung und 50 Prozent nach Einzug zu handhaben sein.
8. Die Entschädigung sollte sich nicht nach einem meist überalterten „Einheitswert", sondern nach den notwendigen Wiederherstellungskosten richten. Zuschüsse müssen so kalibriert werden, daß sie privates Kapital (wenn vorhanden) aktivieren. *Neubauten* dürfen dem Bauherrn nicht „lohnender" als *Reparaturen* erscheinen. Reparaturen sind in der Regel kostengünstiger und ersparen auch weitere (insbesondere soziale) Kosten.
9. *Wiederaufbauplanung* darf nicht nur ein Reflex auf die Notsituation sein, sondern muß – neben den bereits genannten raumstrukturellen Aspekten – auch die demographische (Überalterung!) und *soziale Entwicklung* im Auge behalten. Geschieht das nicht, treten neue Probleme auf. Wer während der Katastrophe noch nicht entschädigungsberechtigter Jugendlicher im Familienverband war, ist möglicherweise beim Wiedereinzug der Familie ins aufgebaute Haus selbst in der Familiengründungsphase. Gerade Jungfamilien sind aber für die demographische und soziale Kontinuität der Siedlungen wichtig.

10. Hilfe zum Wiederaufbau nach einer Katastrophe kann sich

    – nach dem individuellen Verlust,
    – nach dem Gleichheitsprinzip
    – oder nach dem Bedürfnisprinzip richten.

    Die erste Lösung zementiert den sozialen „status quo", die zweite stellt die Versorgung aller bei Reduzierung sozialer Unterschiede sicher, die dritte führt zu Umverteilung nach unten, enteignet die Ober- und Mittelschichten. Kombinationen der ersten beiden Lösungsansätze haben zum Wiederaufbauerfolg im Untersuchungsgebiet beigetragen.
11. Eine Grundsatzentscheidung ist darüber zu treffen, ob ein Wiederaufbau dezentral oder zentral gesteuert erfolgen soll. Ein *zentraler Wiederaufbau* ermöglicht die Durchsetzung übergeordneter Zielvorstellungen, vom Siedlungsgefüge bis zur Architektur. Aber durch die dann notwendig werdende Bürokratie fehlt die Bürgernähe, das Siedlungsbild ist homogner, aber auch eintöniger. Ein *kommunal gesteuerter Wiederaufbau* läßt es eher zu, individuelle Wünsche zu verwirklichen. Er bringt ein vielfältigeres Siedlungsbild hervor, Fehlplanungen werden nur kleinräumig wirksam. Doch wird kommunaler Ehrgeiz gefördert, führt zu Prestigebauten und behindert gezielten Strukturwandel, z. B. hin zu infrastrukturell besser versorgten Zentralgemeinden.
12. Zentrale Planung bringt *Rationalisierungsvorteile,* braucht allerdings lange, bis für jede Gemeinde Gutachten, Pläne und Instrumente entwickelt sind. Inzwischen wird die so wichtige *Eigeninitiative* der Bevölkerung gelähmt, oder aber sie schafft sich ein Ventil in Schwarzbauten. Sie könnte dahingehend kanalisiert werden, daß Eigeninitiativen dann geduldet werden und sich dem Plan entziehen dürfen, wenn sie an siedlungspolitisch erwünschten Standorten erfolgen.
13. *Wiederaufbauplanung* sollte im Gleichklang mit einer erwünschten sozialen Entwicklung stehen und als Steuerungsinstrument für diese eingesetzt werden, zum Beispiel um die Bildung von Altenghettos zu verhindern und einer dualen Raumstruktur (jüngere, besser verdienende Familien im Außenbereich – die älteren und ärmeren im Ortszentrum) entgegenzuwirken. Sie muß auch baustrukturell den *sozialen Wandel* (Auflösung der Großfamilie, Loslösung vom agrarischen Nebenerwerb, Berufsentmischung, aufkommende Freizeitbedürfnisse, höhere Motorisierung, Pendelwanderung usw.) mitberücksichtigen, um nicht fossil werdende Zustände zu zementieren.
14. Eine Erdbebenkatastrophe und der ihr folgende Wiederaufbau greifen tief in die soziale Verfassung eines Raumes ein und bringen seine Bewohner bei allzu technisch-rationaler Planung in die Gefahr, ihre ohnedies beschädigte *Identität* zu verlieren. Jahrelanges Barackenleben und die Monetarisierung vieler früher traditionsbestimmt organisierter Lebensbezüge (Nachbarschaftshilfe) während des Wiederaufbaus haben Werte und Normen häufig verändert, externe Hilfe hat zur Unselbständigkeit, zum Versorgungsdenken geführt. Konnte die Krise trotz nationaler oder internationaler Hilfe nur unzureichend bewältigt werden,

kann dies zur *Stigmatisierung* der betroffenen Bevölkerung führen. Gelungener Wiederaufbau hingegen führt zum Stolz auf das Erreichte und verstärkt die regionale Identität.

3.15.3 Wissensdefizite

1. Entstehung des planerischen Instrumentariums zur Bewältigung einer Katastrophe (z. B. Planungshoheit, Instanzen, Gesetzgebungsschritte, Mittelvergabe).
2. Wirkungsweise der planerischen Instrumente und ihr Funktionieren im Anwendungsfall. Analyse alternativer Ansätze.
3. Zielsysteme der planerischen Instrumente (z. B. zur optimalen Siedlungsallokation, zu den sozialpolitischen Zielsetzungen bei Entschädigungsleistungen, zu den Alternativen von Reparatur oder Neubau unter kulturellem Aspekt).

3.15.4 Literatur

Baldassario, L. (1975): Sicily's earthquake zone: waiting in the wreckage; effects of 1968 earthquake. Nation *221*, 198–201.

Barton, Allen H. (1969): Communities in Disaster. New York: Doubleday.

Bates, F. L., Kilian, C. D. (1982): Changes in housing in Guatemala following the 1976 earthquake: With special reference to earthen structures and how they are perceived by disaster victims. In: Disaster, Vol. *6*, Nr. 2, 92–100.

Belcher, J. C. Bates, F. L. (1983): Aftermath of natural disasters: Coping through residential mobility. In: Disasters, Vol. *7*, Nr. 2, 118–128.

Bolin, R. C.: (1976): Family Recovery from Natural Disaster: A Preliminary Model. Mass Emergencies 1 (4).

Bolin, R. C. (1982): Long-term Family Recovery from Disaster. Institute of Behavioral Science, Monograph Nr. 36 (Program on Enviroment and Behavior), University of Colorado, Boulder/Colorado.

Bolton, P. A., Heikkala, S. C., Greene, M. M., May, P. J. (1986): Land Use Planning for Earthquake Hazard Mitigation: A handbook for planners. Natural Hazards Research and Applications Information Center, Special Publication 14, University of Colorado, Boulder/Colorado.

Burton, I., Kates, R. W., White, G. F. (1978): The Environment as Hazard. New York: Oxford University Press.

Committee on the Alaska Earthquake: The Great Alaska Earthquake of 1964: Human Ecology. National Research Council. Washington: National Academy of Sciences. 1970.

Cuny, F. C. (1983): Disaster and Development. Inc. New York – Oxford. Oxford University Press.

Dacy, D. C., Kunreuther, H. (1969): The Economics of Natural Disasters, New York: The Free Press.

Davis, J. (1981): Disasters and settlements - towards an understanding of the key issues, in: Habitat International, Vol 5, No. 5/6, 723–740.

Dobler, R. (1980): Regionale Entwicklungschancen nach einer Katastrophe. Ein Beitrag zur Regionalplanung des Friaul. Münchener Geographische Hefte 45, Kallmünz/Regensburg.

Drabek, T. E. (1986): Human System Responses to Disaster. An Inventory of Sociological Findings. New York/Berlin/Heidelberg/London/Paris/Tokyo.

Fabbro, S. (1985): La Ricostruzione del Friuli. Ricerche e studi per un bilancio della ricostruzione insediativa e della riabilitazione socio-economica nell' area colpita dagli eventi sismica del 1978. Udine.

Fabbro, S. (ed.) (1986): 1976–1986: La Ricostruzione del Friuli. Realizzazioni, trasformazioni, apprendimenti, prospettive. Un approccio multidisciplinare. Udine.

Foster, H. D. (1980): Disaster Planning: The preservation of life and property. New York/ Berlin.

Franz, S. (1979): Wiederaufbau-Maßnahmen nach dem Erdbeben von 1976 in Guatemala. Eine geographische Analyse einzelner Projekte. Inauguraldissertation im Fachbereich Geographie der Johann Wolfgang Goethe-Universität zu Frankfurt am Main, Frankfurt.

Friesema, H. P. et al. (1979): Aftermath. Communities after Natural Disaster. Beverly Hills, Calif.

Geipel, R. (1977): Friaul. Sozialgeographische Aspekte einer Erdbebenkatastrophe. Münchener Geographische Hefte *40*, Kallmünz/Regensburg.

Geipel, R. (1982): Disaster and Reconstruction. The Friuli (Italy) Earthquake of 1976. London, Boston, Sydney: George Allen & Unwin.

Geipel, R. (1982): The case of Friuli, Italy. The impact of an earthquake in a highly developed old culture. Regional identity versus economic efficiency. In: Jones, B. G., Tomazevic, M. (eds.): Social and Economic Aspects of Earthquakes. Proceedings of the 3rd International Conference, in Bled, Yugoslavia, 29. 6.–2. 7. 1981. Ljubljana, Ithaca/New York, 499–517.

Geipel, R., Pohl, J., Stagl, R. (1988): Chancen, Probleme und Konsequenzen des Wiederaufbaus nach einer Katastrophe. Eine Langzeituntersuchung des Erdbebens im Friaul von 1976 bis 1988. Münchener Geographische Hefte Nr. 59. München.

Geipel, R. (1991): Long-Term Consequences of Disasters. Springer Series on Enviromental Management Bd. 15. New York: Springer-Verlag.

Geipel, R. (1992): Naturrisiken. Katastrophenbewältigung im sozialen Umfeld. Darmstadt: Wissenschaftliche Buchgesellschaft.

Haas, E. J., Kates, R. W., Bowden, M. J. (1977): Reconstruction Following Disaster. Cambridge, Mass./London.

Hirschleifer, J. (1963): Disaster and Recovery: A Historical Survey. Memorandum RM-3079-PR. Prepared for the United States Air Force Project Rand. Santa Monica, California: The Rand Corporation.

Housner, G. W. (1989): An International Decade of Natural Disaster Reduction: 1990–2000. In: Natural Hazards, Vol. 2, Nr. 1, Dordrecht/Boston/London: Kluwer Academic Publishers.

Klinteberg, R. (1979): Management of disaster victims and rehabilitation of uprooted communities. In: Disasters, Vol. *3*, Nr. 1, 61–70.

Lamping, H. (1986): Angepaßte Technologien in peripheren Räumen – mit Beispielen zum Wiederaufbau nach Erdbeben. In: GS *40*, April 1986, 2–9.

Loda, M. (1990): Erdbeben, Wiederaufbau und industrielle Entwicklung im Friaul. Eine Langzeituntersuchung. Münchener Geographische Hefte Nr. *65*.

Mileti, D. S. (1975): Disaster Relief and Rehabilitation in the United States: A Research Assessment. PB 242976. Springfield, Virginia: U. S. Department of Commerce, National Technical Information Center.

Mileti, D. S., Drabek, Th. E., Haas, J. E. (1975): Human Systems in Extreme Environments: A Sociological Perspective. Monograph 021. Boulder, Colorado: University of Colorado Institute of Behavioral Science.

Mitchell, W. (1976): Reconstruction after disaster: The Gediz earthquake of 1970. Geographical Review *66*, 296–313.

Mitchell, J. K. et al. (1989): A contextual model of natural hazards. In: The Geographical Review, Vol. *79*, 391–409.

Mitchell, W. A., Barnes, C. T. (1978): Change after an Earthquake Disaster in Western Anatolia. United States Air Force Academy, Colorado, Department of Economics, Geography and Management, Colorado Springs, Colorado.

Mitchell, W. A., Miner, T. H. (1978): Environment, Disaster and Recovery: A longitudinal study of the 1970 Gediz earthquake in Western Turkey. United States Air Force Academy, Colorado, Department of Economics, Geography and Management, Colorado Springs, Colorado.

Palm, R. J. (1990): Natural Hazards. An Integrative Framework for Research and Planning. Baltimore.

Petak, W. J., Atkisson, A. A. (1982): Natural Hazard Risk Assessment and Public Policy. Anticipating the Unexpected. New York/Heidelberg/Berlin.

Quingkang, Y. (1982): Planning for human settlements in disaster-prone areas: the Chinese experience. In: Disasters, Vol. *6*, Nr. 3, 202–206.

Quarantelli, E. L. (ed.) (1978): Disasters: Theory and Research. Beverly Hills, Calif.

Quarantelli, E. L. (1982): General and particular observations on sheltering and housing in American disasters. In: Disasters Vol. *6*, Nr. 4, 277–281.

Snarr, D. N., Brown, E. L. (1982): Attrition and housing improvements: A study of postdisaster housing after three years. In: Disasters, Vol. *6*, Nr. 2, 125–131.

Steuer, M. (1979): Wahrnehmung und Bewertung von Naturrisiken am Beispiel zweier ausgewählter Gemeindefraktionen im Friaul. Münchener Geographische Hefte *43*.

Stagl, R. (1981): Terremoto e ricostruzione secondo gli uffici tecnici dei 45 comuni disastrati. In: Ricostruire, Anno quinto, No. *15*, pp. 8–19.

Strassoldo, R., Catarinussi, B. (eds.) (1978): Friuli: la Prova del Terremoto, Milano.

Ventura, F. (1982): The Earthquake in Campania and Basilicata (Italy) of 23rd November 1980 – The Nature of the State's Emergency Interventions and the Future Quality of Reconstruction. ISIG Publication Nr. 82–5, Gorizia.

White, G. F. (1974): Natural Hazards: Local, National, Global. New York: Oxford University Press.

Wright, J. D. et al. (1979): After the clean-up. Long Range Effects of Natural Disasters. Beverly Hills, Calif.