Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein
Société suisse des ingénieurs et des architectes
Società svizzera degli ingegneri e degli architetti

SGEB
Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics
Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
Société Suisse du Génie Parasismique et de la Dynamique des Structures
Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale

Erdbebenvorsorge in der Schweiz

Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken

Prévention sismique en Suisse

Mesures parasismiques pour les constructions existantes et nouvelles

Referate der SGEB-Tagung
vom 7./8. September 2000, ETH Zürich
Exposés de la journée d'études de la SGEB
du 7/8 septembre 2000, EPF Zurich

SIA-Dokumentation D 0162

SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein
Postfach, CH-8039 Zürich

SGEB, Schweizer Gesellschaft
für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
Sekretariat Dr. P. Tissières, Rue du Grand-Verger 1, 1920 Martigny
Tel. 027/722 83 22, Fax 027/722 04 22, http://www.sgeb.ch

ISBN 3-908483-05-0

Copyright © 2000 by SIA Zurich
Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe (Fotokopie, Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und das der Übersetzung, sind vorbehalten.

Grusswort

Im vergangenen Jahr haben uns die Lawinen im Winter, die Hochwasser im Frühling und der Orkan Lothar am Stephanstag vor Augen geführt, wie Naturereignisse Bevölkerung, Umwelt und Infrastruktur gefährden können. Für diese Ereignisse bestehen seit langem Rechtsgrundlagen mit präventiver Ausrichtung auf Verfassungs- und Gesetzesebene. Die Gewährleistung eines nachhaltigen Schutzes erfordert die Entwicklung eines umfassenden Risikomanagements mit gesamtschweizerisch vergleichbaren Sicherheitsstandards, abgestuft nach den zu schützenden Werten. Der Schutz vor Naturgefahren gehört zu den langfristigen Zielen im Umweltbereich, die sich das Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation in seiner Departementsstrategie unter dem Titel "Soziale Nachhaltigkeit" gesetzt hat.

Die Vorbeugung darf sich nicht nur auf Ereignisse konzentrieren, die häufig oder sehr häufig auftreten. Die Sicherheit der Gesellschaft ist in erster Linie durch seltene Ereignisse wie Erdbeben gefährdet. Die Auswirkungen von Erdbeben müssen in das Risikomanagement einbezogen werden.

Von der Naturgefahr Erdbeben war bis vor kurzem in der Schweiz kaum die Rede. Die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik hat nun aber auf die erhebliche Erdbebengefahr in der Schweiz und die damit verbundenen Risiken für Personen und Sachwerte hingewiesen. Der von ihr geltend gemachte Handlungsbedarf ist erkannt, erste Schritte auf Bundesebene sind eingeleitet und weitere werden folgen. Versäumnisse bei der Erdbebenvorsorge können nicht mehr hingenommen werden. Dies umso weniger, als Bauwerke wirksam gegen die Einwirkungen vor Erdbeben geschützt werden können.

Es ist sehr zu begrüssen, dass der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein, die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik sowie die ETH Zürich die Initiative zu einer Fachtagung über Erdbebenvorsorge ergriffen haben. Sie soll dazu beitragen, dass der Naturgefahr Erdbeben und der Erdbebenresistenz von Bauwerken in der Schweiz vermehrt die gebotene Aufmerksamkeit geschenkt wird.



Moritz Leuenberger

Bundesrat

Avant-propos

L'an dernier, les avalanches de l'hiver, les inondations du printemps et la tempête "Lothar" le jour de la Saint-Etienne ont montré combien les événements naturels pouvaient mettre en danger la population, l'environnement et les infrastructures. Depuis longtemps, il existe pour de tels événements des dispositions juridiques à caractère préventif, tant au niveau de la constitution que de la loi. La garantie d'une protection durable exige la mise au point d'une gestion globale des risques avec des normes de sécurité comparables à l'échelle nationale, graduée selon les valeurs à protéger. La protection contre les dangers naturels figure parmi les objectifs environnementaux à long terme que le Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication a formulés dans sa stratégie au chapitre de la "Justice sociale".

La prévention ne doit pas se concentrer uniquement sur les événements fréquents ou très fréquents. La sécurité de la société est en premier lieu menacée par des événements rares tels que les tremblements de terre. Les effets de ces derniers doivent être intégrés dans la gestion des risques.

Jusqu'à une date récente, ce danger naturel n'a presque pas été évoqué en Suisse. La Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures (SGEB) a maintenant signalé le risque considérable de secousses sismiques en Suisse et les menaces qu'il fait peser sur les personnes et les valeurs matérielles. Selon elle, des mesures s'imposent et cette nécessité est admise; les premières d'entre elles ont été engagées au niveau fédéral et d'autres suivront. Des lacunes dans la prévention sismique ne sauraient plus être tolérées, ce d'autant moins qu'il est possible de protéger efficacement les ouvrages contre les dégâts des séismes.

Il est donc très heureux que la Société suisse des ingénieurs et des architectes, la SGEB et l'Ecole polytechnique de Zurich aient pris l'initiative d'organiser la journée d'études consacrée à la prévention sismique. Cette réunion contribuera à faire en sorte que le risque de séismes et la résistance des ouvrages à leurs effets reçoivent davantage l'attention qu'ils méritent.



Moritz Leuenberger

Conseiller fédéral

Vorwort

Erdbeben sind die bedeutendste, jedoch stark vernachlässigte Naturgefahr in der Schweiz. Bei der Erdbebensicherung von neuen und bestehenden Bauwerken gibt es einen grossen Nachholbedarf. Deshalb steht die Erdbebenvorsorge in der Schweiz in Anbetracht dessen, was vorgekehrt werden muss, noch ganz am Anfang. Immerhin konnten in letzter Zeit dank effizienten Aktivitäten der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik SGEB einige Veränderungen im Bewusstsein der Allgemeinheit und der Behörden bezüglich Erdbebenrisiken bewirkt werden, vor allem durch die Publikation der SIA-Dokumentation D0150 “Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz” und durch eine systematische Öffentlichkeitsarbeit. Und dazu haben sicher auch die schweren Erdbeben des letzten Jahres in der Türkei, in Griechenland und in Taiwan beigetragen. Von der erfolgten Sensibilisierung bezüglich Erdbeben zeugen auch die Begleitworte von Bundesrat Moritz Leuenberger zu diesem Tagungsband.

Wichtige Veränderungen in Bewusstsein und Interesse werden auch durch die an dieser Tagung behandleten Themenkreise angedeutet: Während an früheren durch die SGEB organisierten Veranstaltungen praktisch ausschliesslich wissenschaftlich-technische Fragestellungen behandelt wurden, kommen jetzt auch die Bereiche “Recht und Wirtschaft” sowie “Politische Massnahmen” zur Sprache. Damit wird die Problematik der Erdbebensicherung der Bauwerke auch in Kreise getragen, die sich bisher kaum dafür interessierten.

Der Themenkreis “Gestaltung und Verhalten der Bauwerke” führt in das Kerngebiet des Erdbebeningenieurwesens. Einfache Grundsätze für den erdbebengerechten Entwurf von Neubauten, die Verletzbarkeit der zahlreichen bestehenden Bauten mit unbewehrtem tragendem Mauerwerk und die Entwicklung der Erdbeben-Baunormen sind sehr aktuelle Fragen. Bei den Prinzipien und beim Vorgehen zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude gibt es sehr unterschiedliche Möglichkeiten. Darüber und über Ergebnisse und Erfahrungen bei der Untersuchung von ganzen Gruppen von Bauwerken sowie bei ersten durchgeführten Erdbebenertüchtigungen von Einzelobjekten handelt eine Reihe weiterer Beiträge.

Die generelle seismische Gefährdung und die Bedeutung der standortspezifischen Einflüsse, wel-

Préface

Les tremblements de terre représentent le danger naturel le plus important en Suisse, mais aussi le plus négligé. Il est donc nécessaire de procéder à un rattrapage dans le domaine de la sécurité parasismique des ouvrages existants et nouveaux. C'est pourquoi la prévention parasismique se trouve en Suisse à ses débuts face à tout ce qui doit être fait.

Toutefois, on constate une évolution des mentalités dans le public et de la part des autorités en matière de risque sismique, grâce à l'activité de la Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures – la SGEB – et en particulier grâce à la publication du document SIA D0150 "Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz", sans oublier la publication de nombreux articles dans la presse. Les forts séismes de l'année dernière en Turquie, en Grèce et à Taiwan ont aussi contribué à cette prise de conscience. Les mots du Conseiller fédéral Moritz Leuenberger qui introduisent le présent document sont la preuve de cette prise de conscience.

D'importants changements dans les centres d'intérêts sont démontrés par les thèmes traités dans cette session d'études. Dans le passé, nos journées d'études étaient uniquement dévolues à des problèmes scientifiques et techniques. Aujourd'hui, les domaines "Droit et économie" et "Mesures politiques" y font leur entrée. Ainsi, la problématique de la sécurité parasismique des ouvrages touche des milieux qui n'y portaient auparavant aucun intérêt.

Le thème "Formation et comportement des structures" nous conduit dans le domaine essentiel du génie parasismique. Les questions à l'ordre du jour sont maintenant : principes simples visant une conception parasismique efficace des constructions nouvelles, vulnérabilité des innombrables bâtiments existants comportant des éléments porteurs en maçonnerie non armée et développement de nouvelles normes parasismiques. Il existe en fait une vaste panoplie de possibilités d'appréhender la sécurité parasismique des bâtiments existants. Une série d'exposés traite de ce thème, des expériences d'analyse d'ouvrages et de renforcement de bâtiments particuliers.

Il existe une relation étroite entre le risque sismique et les spécificités locales appelées "effet de site". Cet effet de site sera traité dans le futur par des cartes de microzonage : ce sujet fait ici l'objet

che in Zukunft vermehrt durch Mikrozonierungen erfasst werden, hängen eng zusammen. Die entsprechenden Beiträge berichten von interessanten relevanten Entwicklungen. Und erstmals wird auch die rechtliche Verantwortung für die Erdbebensicherung der Bauwerke in einem fundierten Originalbeitrag behandelt, gefolgt von Beiträgen zu den wirtschaftlichen Folgen von Erdbeben und zu Versicherungsfragen.

Die Veranstalter freuen sich besonders, dass zu dieser Tagung auch Regierungsräte sowie Chefbeamte von Kantonen und Bund als prominente Referenten und Autoren beitragen. Die Berichte aus ihren Tätigkeitsgebieten in Politik und Verwaltung sind von grossem Interesse, da dort wichtige Weichen für die Reduktion des Erdbebenrisikos in der Schweiz gestellt werden.

Als Vorsitzender des Organisationskomitees möchte ich dessen Mitgliedern Dr. Alessandro Dazio (IBK) und Dr. Martin Koller (Präsident SGEB) sowie der Tagungssekretärin Frau Natalie Ammann für ihren vorbildlichen Einsatz und die grosse Arbeit herzlich danken. Ein besonderer Dank gebührt auch den Referenten und Autoren der Beiträge für ihr Bemühen, die schriftliche Fassung rechtzeitig fertigzustellen, sodass dieser Band schon an der Tagung an die Teilnehmer abgegeben werden kann.

Prof. Hugo Bachmann

d'exposés montrant ses développements récents. Et pour la première fois, la responsabilité juridique en matière de sécurité parasismique sera présentée par une contribution originale de haut niveau et par des exposés décrivant les conséquences économiques des séismes et la couverture d'assurances.

Les organisateurs se réjouissent particulièrement de la participation de conseillers d'Etat et de chefs de service cantonaux et fédéraux comme conférenciers de haute qualité et comme auteurs. Le rapport de leurs activités au niveau politique et administratif est d'un grand intérêt, puisque c'est là que sont donnés les aiguillages importants pour la réduction du risque sismique en Suisse.

En tant que président du Comité d'organisation, j'aimerais remercier les membres du Comité, M. Alessandro Dazio (IBK) et M. Martin Koller (président de la SGEB), ainsi que la secrétaire du Comité, Mme Natalie Ammann, pour leur engagement exemplaire et leur travail. J'adresse aussi mes remerciements aux conférenciers et aux auteurs pour avoir fait parvenir à temps leurs textes. C'est ainsi que ce document a pu être délivré aux participants de ces journées d'études.

Inhaltsverzeichnis / Table de matières

Themenkreis A: Gestaltung und Verhalten der Bauwerke

Hugo Bachmann	Grundsätze für Ingenieure und Architekten für den erdbebengerechten Entwurf von Hochbauten	11
Kerstin Lang und Hugo Bachmann	Erdbebenverletzbarkeit bestehender Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk	21
Thomas Wenk	Neue Erdbebennormen: Eurocodes und Swisscodes	33
Jörg Schneider	Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude: Risiken abschätzen und Prioritäten setzen	41
Ehrfried Kölz	Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude: Beurteilung des kantonalen Gebäudebestandes im Aargau	47
Michel Capron	Evaluation de la tenue au séisme des bâtiments du réseau vital valaisan	53
Peter Zwicky	Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude: Die Spitalbauten des Kantons Zürich	59
Marc Badoux et Kaspar Peter	Evaluation sismique des structures existantes - Les méthodes de calcul basées sur les déplacements	65
Martin G. Koller	Beispiele zur Anwendung der Kapazitätsbemessung für die Erdbebenertüchtigung von Gebäuden	71
Pierre Cagna	Renforcement parasismique: "Le rôle de l'architecte"	83

Themenkreis B: Gefährdung, Recht und Wirtschaft

Donat Fäh und Domenico Giardini	Erdbebenrisiko in der Schweiz	85
Ezio Faccioli	The importance of earthquake site effects from an engineering point of view	91
Rainer Schumacher	Zur rechtlichen Verantwortung für die Erdbebensicherung von Bauwerken	103
Luzi Hitz	Die wirtschaftlichen Folgen von Erdbeben	125
Erik Rüttener	Erdbebenrisiko aus der Sicht des Versicherers	129

Themenkreis C: Politische Massnahmen

Andreas Koellreuter — Erdbebenvorsorge in der Schweiz: Die Verantwortung der Kantone 133

Jean-Jacques Rey-Bellet et Jean-Daniel Rouiller — Concept de protection parasismique en Valais 137

Fritz Althaus — Erfahrungen mit der Erdbebensicherung von öffentlichen Gebäuden 143

Christian Furrer — Massnahmen des Bundes zur Erdbebenvorsorge 149

Adressen der Verfasser / Adresses des auteurs 153

Grundsätze für Ingenieure und Architekten für den erdbebengerechten Entwurf von Hochbauten

Hugo Bachmann, Zürich

1 Einleitung

Bei der Erdbebensicherung von neuen Bauwerken werden entscheidende Weichen gestellt beim

- konzeptionellen Entwurf und bei der
- konstruktiven Durchbildung

von

- Tragwerk und
- nichttragenden Bauteilen (Zwischenwände, Fassadenbauteile, usw.)

für die

- Erdbebensicherheit (Versagensverhalten) und die
- Erdbebenverletzbarkeit (Schadenanfälligkeit).

"Erdbebenmässige" Fehler und Mängel beim konzeptionellen Entwurf und bei der konstruktiven Durchbildung von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen können durch eine auch noch so ausgeklügelte Berechnung und Bemessung nicht kompensiert werden.

Bei einem fachgerechten konzeptionellen Entwurf und einer ebensolchen konstruktiven Durchbildung sowie bei Anwendung moderner Methoden für Berechnung und Bemessung - insbesondere der verformungsorientierten Kapazitätsbemessung - entstehen für die Erdbebensicherung neuer Bauwerke im Allgemeinen keine oder nur unwesentliche Mehrkosten.

Im Folgenden wird anhand von Grundsätzen der erdbebengerechte Entwurf von Hochbauten auf elementarer Ebene behandelt. Die Einhaltung der dargestellten Grundsätze zu Planung und Vorgehen, zum konzeptionellen Entwurf und zur konstruktiven Durchbildung ist notwendig, jedoch im Allgemeinen nicht hinreichend. Zusätzlich ist eine fachgerechte Berechnung und Bemessung erforderlich. Während beim konzeptionellen Entwurf und bei manchen Aspekten der konstruktiven Durchbildung Architekt und Bauingenieur beteiligt sind, gehört die hier nur mit wenigen Grundsätzen angedeutete Berechnung und Bemessung zum eigentlichen Kerngebiet des Bauingenieurs. Hiefür ist qualifizierte Ingenieurarbeit unabdingbar, deren Kosten aber durch Einsparungen bei den Baukosten meist mehr als kompensiert werden.

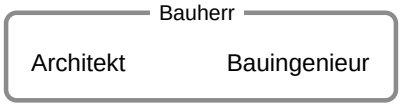
Die präsentierten Grundsätze werden jeweils durch ein einfaches schematisches Bild und einen zugehörigen relativ kurzen Text charakterisiert. In der vorzutragenden Version werden die meisten Grundsätze zusätzlich durch entsprechende Schadenbilder oder Beispiele illustriert (siehe auch Kasten unten).

2 Grundsatz zu Planung und Vorgehen

Der folgende Grundsatz zu Planung und Vorgehen ist entscheidend für das Erzielen einer optimalen baulichen Lösung:

Enge Zusammenarbeit von Architekt und Bauingenieur vom frühesten Entwurfsstadium an!

Bei der Zusammenarbeit zwischen Architekt und



Enge Zusammenarbeit von Architekt und Bauingenieur vom frühesten Entwurfsstadium an !

Die Diaserie mit den hier abgebildeten Grundsatzdias sowie zugehörigen Illustrationsdias (Schadenbilder, Beispiele) sowie eine entsprechende Broschüre mit erklärenden Texten kann voraussichtlich ab November 2000 gegen einen Kostenbeitrag bezogen werden beim Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), Gruppe Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen, ETH Zürich Hönggerberg, CH-8093 Zürich.

Bauingenieur bestehen vielerorts immer noch wesentliche Lücken, die gravierende Folgen haben und grosse aber unnötige Mehrkosten bewirken können. Häufig wird bei der Planung eines Hochbaus der Ingenieur zu spät beigezogen. Es wird viel zu wenig beachtet, dass “erdbebenmässige” Fehler und Mängel beim konzeptionellen Entwurf und bei der konstruktiven Durchbildung des Tragwerks und der nichttragenden Bauteile durch eine auch noch so ausgeklügelte Berechnung und Bemessung durch den Bauingenieur nicht kompensiert werden können. Deshalb ist es unbedingt erforderlich, dass eine enge Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur vom frühesten Entwurfsstadium an erfolgt.

Falsch ist vor allem ein “Nacheinander-Entwurf”. D.h. falsch ist, wenn zuerst der Architekt das Konzept für das Tragwerk entwirft und die nichttragenden Zwischenwände und Fassadenbauteile wählt, und erst nachher der Ingenieur beigezogen wird mit dem Auftrag, eine Berechnung und Bemessung durchzuführen. Und falsch ist auch, wenn zuerst ein Tragwerk für Schwerelasten entworfen wird, dann die nichttragenden Zwischenwände und Fassadenbauteile gewählt werden und erst nachher das Tragwerk zur Bewältigung der Erdbebeneinwirkung noch ergänzt wird.

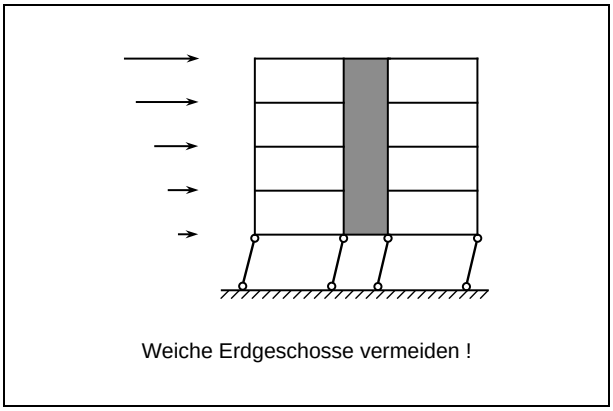
Viel besser und viel kostengünstiger ist ein “Miteinander-Entwurf”: Architekt und Ingenieur entwerfen gemeinsam ein “Mehrzweck”-Tragwerk, d.h. ein Tragwerk für die Schwerelasten und die Erdbebenkräfte, und sie wählen gemeinsam die zu diesem Tragwerk passenden nichttragenden Zwischenwände und Fassadenbauteile. Dieses Vorgehen vermeidet erhebliche Mehrkosten und ein letztendlich trotzdem nicht befriedigendes Flickwerk.

3 Grundsätze zum konzeptionellen Entwurf

Die folgenden Grundsätze betreffen den konzeptionellen Entwurf von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen (vor allem Zwischenwände und Fassadenbauteile), bei dem eine enge Zusammenarbeit von Architekt und Bauingenieur von besonders grosser Bedeutung ist.

Weiche Erdgeschosse vermeiden!

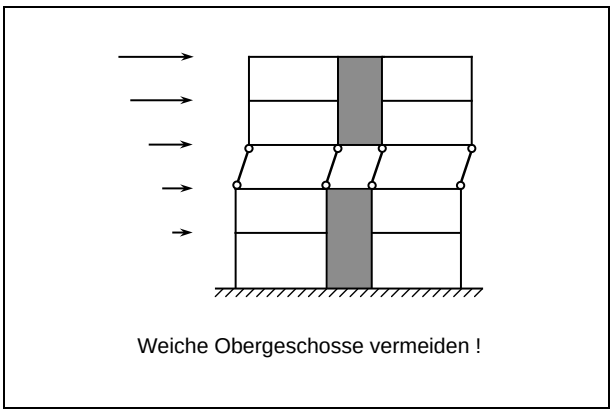
Viele Einstürze von Gebäuden unter Erdbeben sind darauf zurückzuführen, dass Aussteifungselemente, die in den Obergeschossen vorhanden sind, im Erdgeschoss weggelassen und dafür nur relativ dünne Stützen angeordnet werden. Das bewirkt ein in horizontaler Richtung weiches Erdgeschoss und führt zum gefürchteten Stützenmechanismus (Stockwerksmechanismus).



Weiche Erdgeschosse vermeiden !

Weiche Obergeschosse vermeiden!

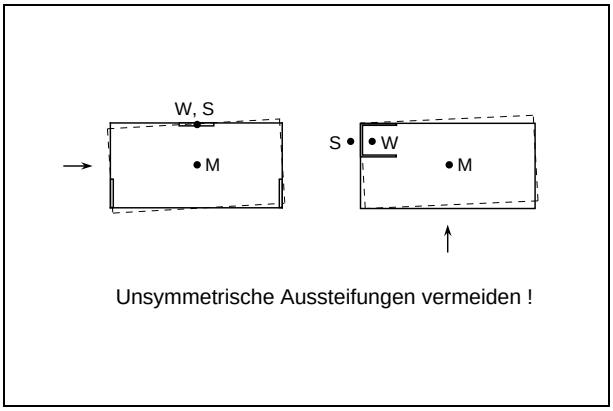
Wenn in einem Obergeschoss Aussteifungen gegen horizontale Kräfte geschwächt oder gar ganz weggelassen werden, ergibt sich ein weiches Obergeschoss und dementsprechend ein gefährlicher Stützenmechanismus (Stockwerksmechanismus).



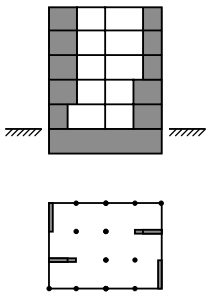
Weiche Obergeschosse vermeiden !

Unsymmetrische Aussteifungen vermeiden!

In den Grundrissen der Gebäude (Bild) sind nur Wände als Aussteifungselemente für horizontale Kräfte und keine Schwerelaststützen dargestellt. Die Wände sind stark unsymmetrisch angeordnet, sodass das Widerstandszentrum W nicht mit dem Massenzentrum M zusammenfällt. Dies führt zu starker Torsion mit Verdrehungen des Gebäudes um das Steifigkeitszentrum (Schubmittelpunkt) S und vorwiegend zum Versagen der von S entferntesten Stützen.



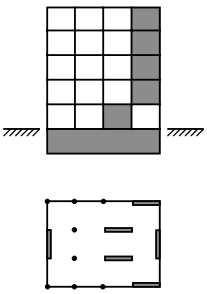
Unsymmetrische Aussteifungen vermeiden !



Sprünge bei
Steifigkeit und Widerstand
sind problematisch !

Versetzungen von Aussteifungen vermeiden!

Versetzungen von Aussteifungen, d.h. eine unterschiedliche Lage der Aussteifungen im Grundriss und/oder Aufriss über die Höhe von Gebäuden, sind immer Schwachstellen und führen oft zum Einsturz von Gebäuden. Bei den Versetzungen können auch bei beträchtlichem Mehraufwand vor allem die Biegemomente und Querkräfte der Aussteifungen meist nicht einwandfrei übertragen werden. Versetzungen von Aussteifungen sind deshalb unbedingt zu vermeiden.



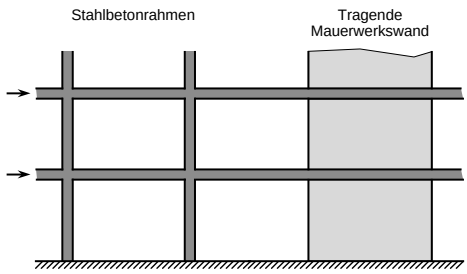
Versetzungen von
Aussteifungen
vermeiden !

Steifigkeits- und Widerstandssprünge sind problematisch!

Sprünge von Steifigkeit und Widerstand der hauptsächlichen Aussteifungen über die Höhe des Tragwerks können zu einem unregelmässigen dynamischen Verhalten und Problemen bei der lokalen Kraftübertragung führen. Eine Vergrösserung von Steifigkeit und Widerstand von unten nach oben (links im Bild) ist wesentlich ungünstiger als umgekehrt. In jedem Fall muss die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Übergänge mit grosser Sorgfalt durchgeführt werden.

Mischsysteme aus Rahmen und tragenden Mauerwerkswänden vermeiden!

Gemischte Systeme des Tragwerks mit Teilen als Rahmen und solchen mit tragenden Mauerwerkswänden sind für die Abtragung von Erdbebenkräften denkbar ungeeignet. Auch bei relativ massiven Rahmen werden die Erdbebenkräfte praktisch allein durch die Mauerwerkswände aufgenommen, da sie wesentlich steifer als die Rahmen sind. Wenn die Mauerwerkswände infolge der Erdbebenkräfte versagen, können sie auch die Schwerelasten nicht mehr abtragen, was meist zu einem Totaleinsturz führt.

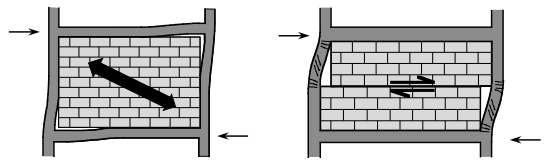


Mischsysteme aus Rahmen und
tragenden Mauerwerkswänden vermeiden !

Mischsysteme aus Rahmen und tragenden Mauerwerkswänden sind aber auch bei während der Lebensdauer eines Bauwerks immer häufiger vorkommenden Nutzungsänderungen mit neuen Raumaufteilungen äussert unflexibel, und sie sollten daher auch aus diesem Grund vermieden werden. Eine konsequente Ausbildung des Tragwerks als Skelettbau mit einigen wenigen horizontal kurzen und über die ganze Gebäudehöhe laufenden Stahlbetontragwänden für die Erdbebenkräfte liegt somit meist auch im längerfristigen Interesse des Bauherrn. Umständliche und teure Änderungen am Tragwerk können damit vermieden werden.

Ausfüllen von Rahmen durch Mauerwerk vermeiden!

Mauerwerkswände in Rahmen bedeuten eine äusserst ungünstige Kombination von zwei sehr verschiedenen Bauweisen: Rahmen sind weich und mehr oder weniger duktil, Mauerwerk ist steif und

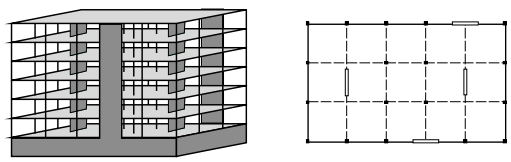


Ausfüllen von Rahmen durch Mauerwerk vermeiden !

zugleich spröde. Am Anfang eines Erdbebens nimmt das Mauerwerk fast die ganzen Erdbebenkräfte auf, aber dann versagt es oft auf schiefen Druck oder durch Gleiten (geringe Reibung infolge mangelnder Auflast). Oder/und das Mauerwerk schert relativ dünne Stützen ab.

In Skelettbauten genügen oft 2 schlanke Stahlbetontragwände pro Hauptrichtung!

Im Falle mässiger Seismizität mit entsprechend moderaten Bemessungsbeben wie in der Schweiz genügen oft pro Hauptrichtung zwei horizontal kurze und über die ganze Gebäudehöhe laufende

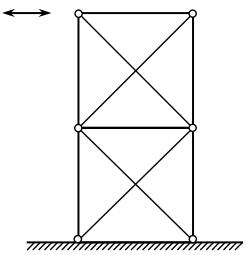


In Skelettbauten genügen oft 2 schlanke Stahlbetontragwände pro Hauptrichtung!

Stahlbetontragwände. Dies gilt vor allem bei eher flexiblen oder durch Fugen vom Tragwerk getrennten nichttragenden Zwischenwänden (keine fugenlos eingemauerten Mauerwerkswände). Um Torsioneffekten zu begegnen sollten im Gebäudegrundriss die Wände, was ihre Längsrichtung betrifft, bezüglich der entsprechenden Hauptaxe symmetrisch und die Wände selbst möglichst gegen die Peripherie hin angeordnet werden. Wände an einer Gebäudeecke sind wegen der schwierigeren Abtragung der Reaktionskräfte in den Baugrund möglichst zu vermeiden. Wände mit L-Querschnitt (Winkelwände) und solche mit U-Querschnitt sind meist wesentlich weniger günstig als solche mit Rechteckquerschnitt, da sie bezüglich duktiler Gestaltung zu Schwierigkeiten führen können. Stahlbetonwände mit Rechteckquerschnitt hingegen können mit geringem Mehraufwand sehr duktil ausgebildet werden, womit eine hohe Erdbebensicherheit für das ganze Gebäude erreicht werden kann.

Fachwerke vorsichtig bemessen und gestalten!

Fachwerke mit den üblichen zentrischen Anschlüssen bei den Knoten zeigen bei zyklischer Beanspruchung oft ein sehr ungünstiges Verhalten. Schlanke Diagonalstäbe fliessen unter Zug und

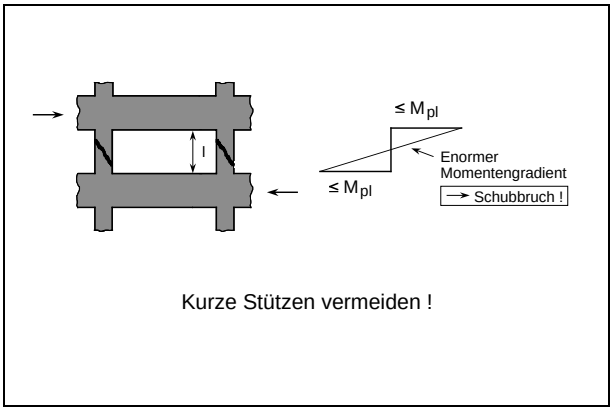


Fachwerke vorsichtig bemessen und gestalten !

werden immer länger, und sie knicken unter Druck. Dadurch nimmt die Steifigkeit des Fachwerks beim Nulldurchgang stark ab, und nach dem Nulldurchgang entstehen dynamische Effekte, die zu einem baldigen Versagen beitragen können. Solche Fachwerke sollen deshalb nur für elastisches Verhalten oder sehr niedrige Duktilität bemessen werden. Wesentlich besser verhalten sich Fachwerke mit gedrungenen Stäben und exzentrischen Anschlüssen. In jedem Fall ist die Kompatibilität der Verformungen von Fachwerken und anderen tragenden und nichttragenden Bauteilen sorgfältig zu überprüfen.

Kurze Stützen vermeiden!

In Rahmen mit starken Riegeln können die Stützen maximal bis zu ihrem plastischen Moment M_{pl} beansprucht werden. Im Falle von kurzen, gedrungenen Stützen ergibt sich ein enormer Momenten-

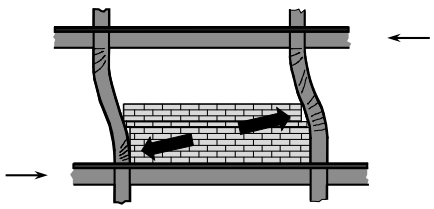


Kurze Stützen vermeiden !

gradient und somit eine grosse Querkraft, die oft bereits vor dem Erreichen von M_{pl} zu einem Schubbruch führt (Eine Alternative zum Vermeiden von kurzen Stützen ist eine Schubbemessung und eine konstruktive Durchbildung derselben nach den Regeln der Kapazitätsbemessung).

Brüstungen in Rahmen vermeiden!

Das fugenlose Einfügen von Brüstungen in Rahmen bewirkt das Phänomen der kurzen Stützen (siehe Grundsatz oben). Es entsteht ein Schubbruch oder - bei genügender Schubfestigkeit - ein



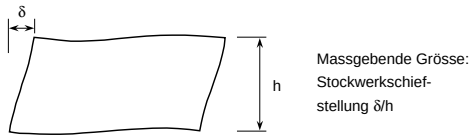
Brüstungen in Rahmen vermeiden !

Stützenmechanismus mit wesentlichen Effekten 2. Ordnung (N-Δ-Effekt).

Steifigkeit des Tragwerks und Verformungsempfindlichkeit der nichttragenden Zwischenwände und Fassadenbauteile aufeinander abstimmen!

Werden verformungsempfindliche Zwischenwände und Fassadenbauteile (z.B. aus Mauerwerk) mit einem horizontal weichen Tragwerk (z.B. Rahmen) fugenlos kombiniert, so entstehen bereits bei schwachen Erbeben grosse Schäden.

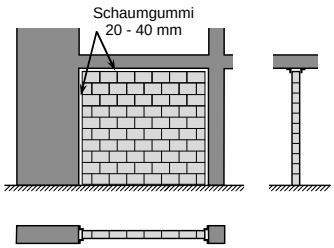
Massgebende Vergleichsgrösse ist die Stockwerkschiefstellung (storey drift), d.h. das Verhältnis der Stockwerksverschiebung δ zur Stockwerkshöhe h.



Steifigkeit des Tragwerks und Verformungsempfindlichkeit der nichttragenden Zwischenwände und Fassadenbauteile aufeinander abstimmen !

Nichttragende Mauerwerkswände in Skelettbauten durch Fugen abtrennen und gegen Querbeschleunigungen sichern!

Oft kann es zweckmässig sein, nichttragende Zwischenwände - insbesondere die in ihrer Ebene relativ steifen und spröden nichttragenden Mauerwerkswände - durch Fugen vom Tragwerk abzutrennen und damit vor Schäden bei schwächeren Erdbeben (< Bemessungsbeben) zu schützen. Die Fugen müssen durch einen sehr weichen und zugleich möglichst schallhemmenden Stoff gefüllt werden, z.B. durch Schaumgummi; Kork, Hart-



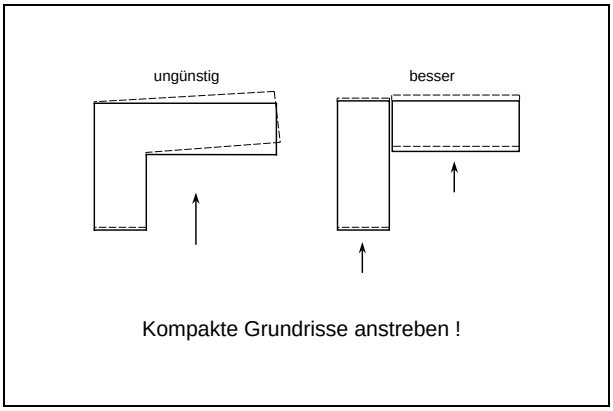
Nichttragende Mauerwerkswände in Skelettbauten durch Fugen abtrennen und gegen Querbeschleunigungen sichern!

schaumstoffe, Fugenkitte usw. sind hingegen zu steif. Die erforderliche Fugendicke hängt von der Steifigkeit des Tragwerks und der Verformungsempfindlichkeit der Zwischenwände sowie vom gewählten Schutzniveau (< Bemessungsbeben) ab.

Oft müssen die Zwischenwände auch gegen Querbeschleunigungen (Plattenwirkung) gesichert werden, z. B. durch Haltewinkel.

Kompakte Grundrisse anstreben!

Die Teile links und rechts dieses Gebäudes mit stark aufgelöstem Grundriss (Bild) möchten sehr verschieden schwingen, doch behindern sie sich gegenseitig. Dies führt vor allem im Übergangsbe-



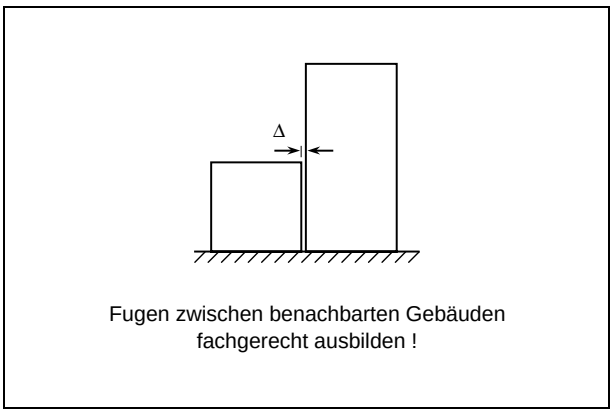
Kompakte Grundrisse anstreben !

reich zu grossen Beanspruchungen. Viel besser ist das Verhalten bei Aufteilung in zwei kompakte Grundrisse durch eine Fuge.

Fugen zwischen benachbarten Gebäuden fachgerecht ausbilden!

Fachgerecht bedeutet:

1) Die Fugen müssen eine gewisse Mindestbreite haben (Normen);
2) Die Fugen müssen leer sein und dürfen keine Kontaktbrücken aufweisen.

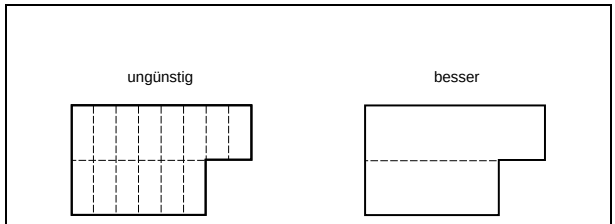


Fugen zwischen benachbarten Gebäuden
fachgerecht ausbilden !

Idealerweise kann das Zusammenputschen (pounding) und Gegeneinanderhämmern (hammering) benachbarter Gebäude vermieden werden. Diese sind besonders gefährlich, wenn die Geschossdecken der benachbarten Gebäude auf unterschiedlicher Höhe sind und gegen Stützen stossen.

Durch monolithische Deckenscheiben den Zusammenhalt sichern und die Erdbebenkräfte verteilen!

Die Decken müssen in sich kompakt und zudem mit sämtlichen vertikalen Tragelementen zug- und druckfest verbunden sein. Ungünstig sind z.B. Decken aus vorfabrizierten Elementen ohne bewehrten Überbeton (Bild links). Viel besser sind monolithische Decken aus Stahlbeton, die in ihrer Ebene

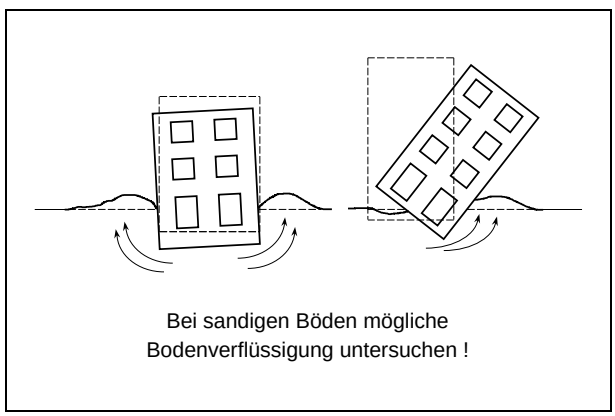


Durch monolithische Deckenscheiben
die Erdbebenkräfte verteilen !

als praktisch starre Scheiben wirken und somit den Querschnitt des kragarmartigen Ersatzstabes erhalten (Diaphragmawirkung).

Bei sandigen Böden mögliche Bodenverflüssigung untersuchen!

Bestimmte sandige Böden mit eher hohem Wassergehalt sind für ruhende Lasten sehr fest und tragfähig, aber wenn sie vibriert werden - wie das bei einem Erdbeben geschieht - verhalten sie sich plötzlich wie eine Flüssigkeit. Gebäude können dann absinken oder - bei inhomogenen Böden bzw.

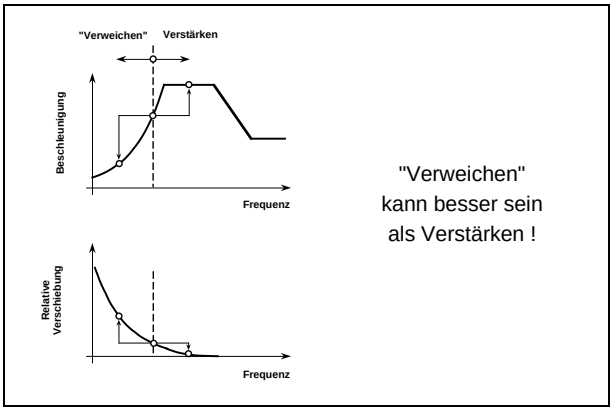


Bei sandigen Böden mögliche
Bodenverflüssigung untersuchen !

ungleicher Verflüssigung - umkippen, was je nach Ausbildung des Tragwerks oft zum Totaleinsturz führt. Eine sorgfältige Untersuchung des Baugrundes und besondere Massnahmen wie Verfestigung durch Injektionen, Tieffundation (Pfahlfundation), usw. können dies vermeiden.

"Verweichen" kann besser sein als Verstärken!

Durch eine "Verweichung", (Softening) bwz. Schwächung des Tragwerks - z.B. durch den Einbau von Erdbebengummilagern - kann eine Frequenzverschiebung in den niedrigspektralen Bereich des Bemessungsantwortspektrums bewirkt werden. Im Gegensatz zu einer Verstärkung bzw.



"Verweichen" kann besser sein als Verstärken !

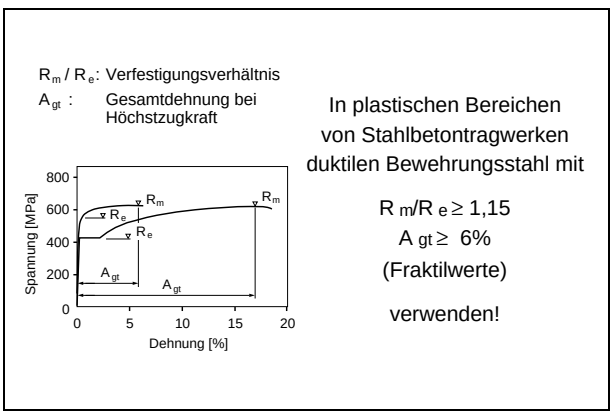
Versteifung können damit - und oft kombiniert mit einer Erhöhung der Dämpfung - die einwirkenden Erdbebenkräfte (Beschleunigung) drastisch reduziert werden. Anderseits nehmen die Relativverschiebungen stark zu.

4 Grundsätze zur konstruktiven Durchbildung

Die folgenden Grundsätze behandeln wichtige Aspekte der konstruktiven Durchbildung von Tragwerk und nichttragenden Bauteilen wie auch von Installationen (Haustechnik) und Einrichtungen. Sie betreffen in manchen Fällen neben dem Bauingenieur auch den Architekten.

In plastischen Bereichen von Stahlbetontragwerken duktilen Bewehrungsstahl mit $R_m/R_e \geq 1.15$ und $A_{gt} \geq 6$ % (Fraktilwerte) verwenden!

In Europa hat ein wesentlicher Teil des auf dem Markt erhältlichen Bewehrungsstahls - vor allem bei kleinen Stabdurchmessern - schlechte Duktilitätseigenschaften. Um eine “mittlere Duktilität” der



In plastischen Bereichen von Stahlbetontragwerken duktilen Bewehrungsstahl mit

$R_m/R_e \geq 1{,}15$
$A_{gt} \geq 6\%$
(Fraktilwerte)

verwenden!

Stahlbetontragwerke erreichen zu können, muss - nebst andern Massnahmen - der Bewehrungsstahl in den plastischen Bereichen mindestens die folgenden Anforderungen erfüllen (Fraktilwerte):

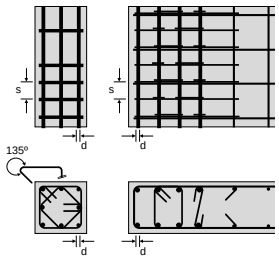
- Verfestigungsverhältnis Zugfestigkeit $R_m = f_t$ zu Fliessgrenze $R_e = f_y$: $R_m/R_e \geq 1.15$
- Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft: $A_{gt} \geq 6$ %

Bezeichnungen wie “Bewehrungsstahl gemäss Norm SIA162” oder “Erfüllt die Normanforderungen” genügen nicht und sind irreführend, weil die derzeit gültigen relevanten Normbestimmungen selbst ungenügend sind.

Es ist dringend zu empfehlen, vor dem Einbau des Bewehrungsstahls entsprechende Prüfungen durchzuführen.

In plastischen Bereichen von Tragwänden und Stützen die Querbewehrung mit 135°-Haken versehen und in Abständen $s \leq 5$ d anordnen!

In plastischen Bereichen von Tragwänden und Stützen aus Stahlbeton (plastische Länge l_p) müssen die vertikalen Bewehrungsstäbe gegen Ausknicken unter Druckkräften stabilisiert werden, und

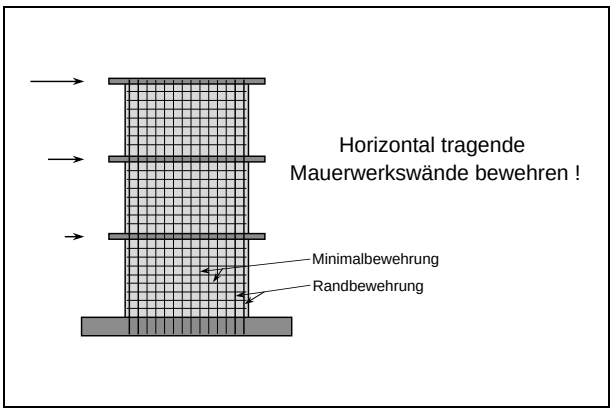


In plastischen Bereichen von Stützen und Tragwänden die Querbewehrung mit 135°-Haken versehen und in vertikalen Abständen $s \leq 5d$ anordnen!

manchmal muss zudem auch der Beton umschnürt werden, damit höhere Druckstauchungen möglich sind. Die erforderliche Querbewehrung - Stabilisierungs- und Umschnürungsbewehrung aus Bügeln und Verbindungsstäben - muss mit 135°-Haken verankert werden; 90°-Haken genügen nicht, was sich bei praktisch jedem Schadenbeben erneut wieder zeigt. Der verhältnismässig kleine erforderliche vertikale Abstand der Bügel und Verbindungsstäbe $s \leq 5$ d (d = Stabdurchmesser des stabilisierten Stabes) ist eine Folge der oft schlechten Duktilitätseigenschaften (kleines Verfestigungsverhältnis R_m/R_e) der europäischen Bewehrungsstähle, die zu einem ungünstigen Knickverhalten führen.

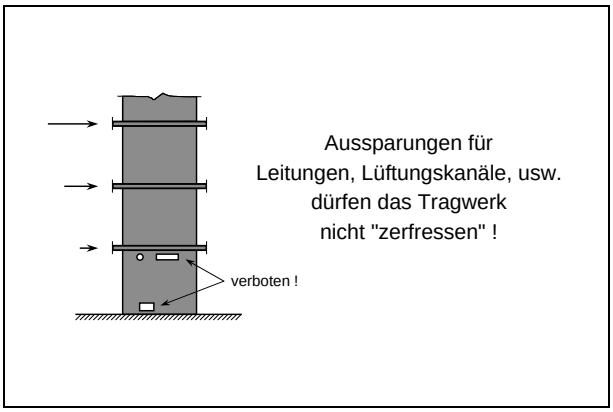
Tragende Mauerwerkswände bewehren!

Unbewehrte Mauerwerkswände sind für die Abtragung horizontaler Erdbebenkräfte ungeeignet und sehr spröd. In horizontal tragenden Mauerwerkswänden müssen eine vertikale und horizontale Minimalbewehrung und eine verstärkte vertikale Randbewehrung angeordnet werden. Dadurch



kann Gleiten in Lagerfugen verhindert und eine gewisse Duktilität ($\mu_\Delta \sim 2$) erreicht werden.

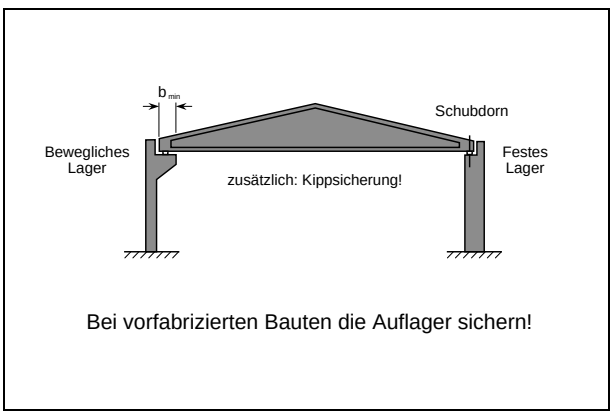
Aussparungen für Leitungen, Lüftungskanäle usw. dürfen das Tragwerk nicht "zerfressen"!



Auf manchen Baustellen besteht die Tendenz, Elemente für Aussparungen für Leitungen, Lüftungskanäle usw. ungeplant, d.h. ohne sorgfältige Absprache mit dem Bauingenieur, in die Schalung von hochbeanspruchten Teilen des Tragwerks einzulegen oder gar nachträglich herauszuspitzen. Dies kann zum Ruin sorgfältig geplanter Tragelemente (z.B. Wände, Stützen) und zu entsprechenden gravierenden Sicherheitsproblemen führen. Aussparungen müssen in enger Zusammenarbeit mit dem Bauingenieur geplant und in entsprechenden Aussparungsplänen festgehalten sowie auf der Baustelle sorgfältig kontrolliert werden.

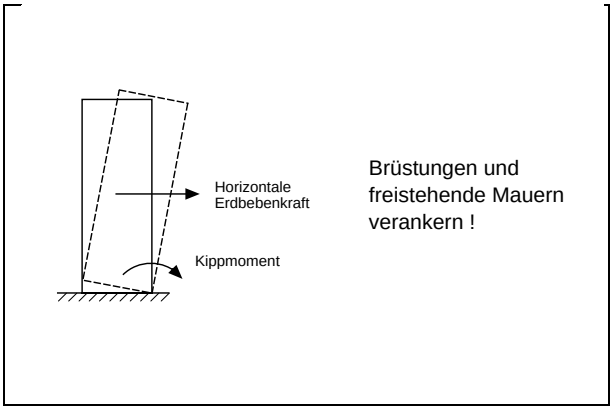
Bei vorfabrizierten Bauten die Auflager sichern!

Bei beweglichen Lagern muss eine minimale Auflagerlänge b_{min} (Normen) und bei festen Lagern müssen kräftige Schubdorne angeordnet werden. Zusätzlich müssen die Träger vor allem bei den Lagern gegen seitliches Kippen gesichert werden.



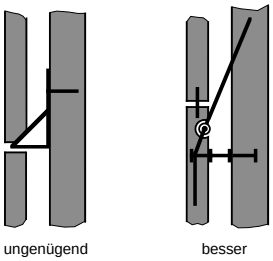
Brüstungen und freistehende Mauern verankern!

Horizontale Erdbebenkräfte bewirken immer ein Kippmoment. Wenn keine oder keine genügende Verankerung vorhanden ist, stürzt der Gegenstand um.



Fassadenbauteile auch für horizontale Kräfte verankern!

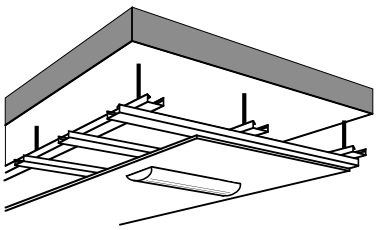
Fassadenbauteile dürfen nicht nur einfach auf Konsolen gestellt werden, da bei einem Erdbeben durch horizontale und vertikale Beschleunigungen die Reibung aus Schwerkraft überwunden werden kann. Die Verankerungen der Fassadenbauteile müssen deshalb auch für die horizontale Stockwerksbeschleunigung bemessen werden.



Fassadenbauteile auch für horizontale Kräfte verankern!

Unterdecken und Beleuchtungskörper gut befestigen!

Immer wieder kommt es vor, dass Unterdecken (ceiling) und Beleuchtungskörper herabfallen und Personen gefährden. Z.B. können Deckenverkleidungen, die nur an dünnen Drähten hängen, ein

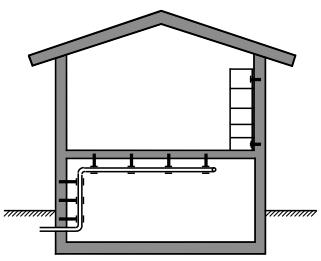


Unterdecken und Beleuchtungskörper gut befestigen!

erhebliches Personenrisiko darstellen. Und schlecht befestigte oder bloss in die Decke hineingesteckte Beleuchtungskörper können ebenfalls leicht abstürzen.

Installationen und Einrichtungen sichern!

Die Sicherung von Installationen und Einrichtungen ist besonders wichtig bei im Katastrophenfall über-



Installationen
und Einrichtungen
sichern!
(BWK III SIA 160)

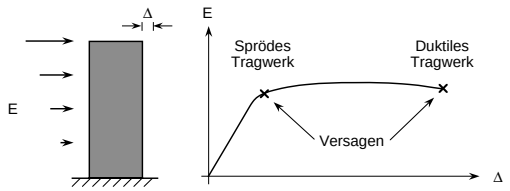
lebenswichtigen Infrastrukturbauten, z.B. Spitäler, Feuerwehrgebäude, Kommandozentralen usw., die auch bei einem schweren Erdbeben funktionstüchtig bleiben müssen (Bauwerksklasse BWK III gemäss SIA160). Z.B. sollen Rohrleitungen und Schränke auf zweckmässige Weise befestigt werden.

5 Grundsätze zu Berechnung und Bemessung

Die folgenden Grundsätze zu Berechnung und Bemessung betreffen vorwiegend anspruchsvolle Spezialgebiete des Bau- und Erdbebeningenieurwesens, sie können aber auch für den Architekten von Bedeutung sein.

Duktiles Tragwerk durch Kapazitätsbemessung!

Das Tragwerk eines Hochbaus soll immer duktil, d.h. im plastischen Beanspruchungsbereich stark verformungsfähig gestaltet werden. Dies gilt meist auch für den Extremfall, wo der Tragwiderstand so

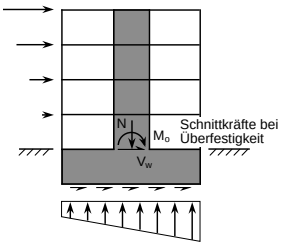


Duktiles Tragwerk durch Kapazitätsbemessung !

gross ist, dass das Bemessungsbeben “elastisch” überstanden werden kann. Denn Erdbeben können wesentlich stärker als das Bemessungsbeben sein! Die Methode der Kapazitätsbemessung bietet hiefür ein einfaches und effizientes Verfahren. Damit kann die Sicherheit gegen Einsturz ohne nennenswerte Mehrkosten wesentlich (Faktor 2 - 4) erhöht werden.

Fundation durch Kapazitätsbemessung schützen und Kräfte bis in den Baugrund verfolgen!

Die Fundation muss gemäss den Grundsätzen der Kapazitätsbemessung die Überfestigkeits-Schnittkräfte des Oberbaus aufnehmen und ohne Fliessen auf den Baugrund übertragen können. Fundationen

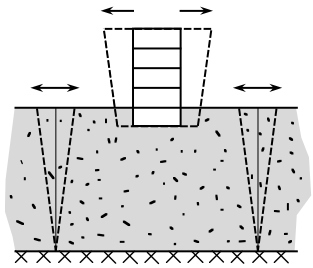


Fundation durch Kapazitätsbemessung schützen und Kräfte bis in den Baugrund verfolgen !

sollten immer elastisch bleiben und somit keine plastischen Bereiche entwickeln können, da diese im Allgemeinen zu einem unübersichtlichen Verhalten mit grossen zusätzlichen Verschiebungen des Oberbaus führen. Auch sind Reparaturen in der Fundation meist erheblich schwieriger auszuführen als im Oberbau. Und Überbeanspruchungen und plastische Verformungen des Bodens sind unbedingt zu vermeiden.

Bei weichen Böden spezielle Untersuchungen durchführen!

Weiche Böden mit geringen Schwerwellengeschwindigkeiten unter etwa 200 m/s neigen auch bei schwächeren Erdbeben zu ausgeprägten



Bei weichen Böden spezielle Untersuchungen durchführen!

Eigenschwingungen und entsprechenden Amplifikationen der Bodenbewegungen. Deshalb sind spezielle Untersuchungen erforderlich. Sofern noch keine Mikrozonierung mit zugehörigen Spektralwerten (Antwortspektren) vorliegt, müssen die vorherrschende Eigenfrequenz des Bodens ermittelt und ein standortspezifisches Bemessungsantwortspektrum (Beschleunigungs- und Verschiebungsspektrum) entwickelt werden.

6 Folgerungen

Für den erdbebengerechten Entwurf von Hochbauten ist es von entscheidender Bedeutung, dass Architekt und Bauingenieur vom frühesten Entwurfsstadium an eng zusammen arbeiten. Dadurch können meist erhebliche Mehrkosten und ein trotzdem entstehendes unzulängliches Flickwerk vermieden werden. Vor allem beim Entwurf des Tragwerks und bei der Wahl der nichttragenden Bauteile - Zwischenwände, Fassadenbauteile - sowie bei der konstruktiven Durchbildung sollten wichtige einfache Grundsätze beachtet werden, und bei der Berechnung und Bemessung durch den Bauingenieur müssen moderne Methoden (verformungsorientierte Kapazitätsbemessung) angewendet werden. Auf dieser Basis ergeben sich bei mässiger seismischer Einwirkung für die Erdbebensicherung der Hochbauten im Allgemeinen keine oder nur unwesentliche Mehrkosten.

Literatur

Bundesamt für Zivilschutz: "Katastrophen und Notlagen in der Schweiz, eine vergleichende Übersicht (KATANOS)". Bern, 1995.

Schweizerischer Pool für Erdbebenversicherung: "Erdbebenszenarien Schweiz". Untersuchungsbericht, Bern 1988. Kurzfassung im 10. Geschäftsbericht, Bern 1988.

Bachmann H., Darbre G.R., Deichmann N., Koller M.G., Studer J.A., Tiniç S., Tissières P., Wenk T., Wieland M., Zwicky P.: "Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz". SGEB/SIA-Dokumentation DO150, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1998.

Paulay T., Bachmann H., Moser K.: "Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten". Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, 1990.

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

Bachmann H.: "Erdbebensicherung von Bauwerken". Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, 1995.

Studer J., Koller M.: "Bodendynamik". 2. Auflage. Springer Verlag Berlin, Heidelberg, 1997.

Wenk T., Lacave C., Peter K.: "Adana-Ceyhan, Turquie, séisme du 27 juin 1998". Ingénieurs et architectes suisses, No. 21, 1998. Auch Sonderdruck Nr. 0021, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, November 1998.

Studer J. et al: “Erdbeben in der Westtürkei vom 17. August 1999”. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 43, 1999.

Zimmerli B., Schwartz J., Schwegler G.: "Mauerwerk - Bemessung und Konstruktion". Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, 1999.

Erdbebenverletzbarkeit bestehender Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk

Kerstin Lang und Hugo Bachmann, Zürich

Zusammenfassung

Zur standortbezogenen Einschätzung des Erdbebenrisikos in der Schweiz ist eine Evaluationsmethode entwickelt worden, die es erlaubt, die Erdbebenverletzbarkeit bestehender Gebäude, insbesondere solcher aus unbewehrtem Mauerwerk, zu bestimmen. Im ersten Teil wird die Methode vorgestellt, im zweiten Teil werden Hinweise zu deren Anwendung auf Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk gegeben.

1 Einleitung

Um das potentielle Erdbebenrisiko in der Schweiz, und insbesondere in der Stadt Basel, abzuschätzen, wurde vom Schweizerischen Erdbebendienst (SED) und dem Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) an der ETH Zürich ein Erdbebenszenarioprojekt als gemeinsames Forschungsprojekt lanciert, mit den Zielen, die Einschätzung der Erdbebengefährdung zu verbessern, die Verletzbarkeit der Gebäude zu untersuchen und Risikoszenarien zu erarbeiten.

Die bis anhin bekannten Methoden zur Evaluation bestehender Gebäude können grob in zwei Kategorien unterteilt werden. Auf der einen Seite gibt es sehr einfache und ziemlich pauschale Methoden zur Einschätzung des Schadenpotentials, die auf Beobachtungen und der Meinung von Experten beruhen. Sie ergeben den zu erwartenden Schaden für einen bestimmten Gebäudetyp als Funktion der Erdbebenintensität. Auf der anderen Seite gibt es numerische Simulationsmethoden, welche die genauen Stockwerkschiefstellungen, die Risseverläufe, usw. für ein einzelnes durch einen bestimmten Erdbebenzeitverlauf angeregtes Gebäude darzustellen versuchen.

Die Methoden der ersten Kategorie sind mit Erfolg in Kalifornien für Erdbebenszenarien angewandt worden [1], wo sehr viel Erfahrung mit Erdbeben vorhanden und eine statistische Auswertung von Schäden möglich ist. Die Anwendbarkeit dieser einfachen Methoden auf europäische Städte und Bauweisen ist jedoch fraglich. Die Methoden der zweiten Kategorie erfordern einen hohen Arbeits- und Rechenaufwand, und die Resultate der Untersuchung eines einzelnen Gebäudes, angeregt durch ein ganz bestimmtes Erdbeben, können nicht ohne weiteres auf andere Gebäude übertragen werden. Die Methoden dieser Kategorie sind somit eher ungeeignet für Erdbebenszenarien, bei denen eine größere Anzahl unterschiedlicher Gebäude evaluiert werden muss.

Die Evaluationsmethode, die für das Erdbebenszenarioprojekt für die Stadt Basel entwickelt wurde, liegt in Art und Aufwand zwischen den beiden Kategorien: Sie ist einfach genug, um die Bewertung einer größeren Anzahl von Gebäuden zu erlauben, und sie stützt sich auf Ingenieurmodelle der Tragwerke, welche die wichtigsten Zusammenhänge ausreichend gut beschreiben.

2 Unterschied zwischen Entwurf und Evaluation

Zwischen dem Entwurf neuer Gebäude und der Evaluation bestehender Gebäude besteht ein wesentlicher Unterschied.

Bei Entwurf und Bemessung eines neuen Gebäudes werden, ausgehend von einem Modell des Tragwerks und den zu erwartenden Kräften, die erforderlichen Querschnitte der tragenden Bauteile für einen gegebenen Baustoff, unter Vorhalten eines angemessenen Sicherheitsfaktors zum Abdecken von Unsicherheiten, bestimmt.

Die Evaluation eines bestehenden Gebäudes ist hingegen eine Analyse des gegebenen Tragwerks, bei dem die tragenden Bauteile, die Baustoffe und die Einwirkungen bekannt sind. Eine Abdeckung des schlimmsten Falls durch konservative Annahmen ist hier nicht erwünscht, vielmehr ist eine Abschätzung des wahrscheinlichsten Verhaltens des Gebäudes gefordert.

Die Evaluation bestehender Gebäude spielt eine bedeutende Rolle in Erdbebenszenarioprojekten, bei denen das Schadensrisiko in einem bestimmten Gebiet als Entscheidungshilfe für Strategien zur Risikoverminderung abgeschätzt werden soll.

3 Die Evaluationsmethode

In diesem Abschnitt wird die Evaluationsmethode, allgemeingültig für Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk und für Gebäude aus Stahlbeton, vorgestellt.

3.1 Definition einer Verletzbarkeitsfunktion

Eine Verletzbarkeitsfunktion beschreibt den zu erwartenden Schaden eines Gebäudes oder einer Gebäudeklasse als Funktion der Bodenbewegung (Bild 1).

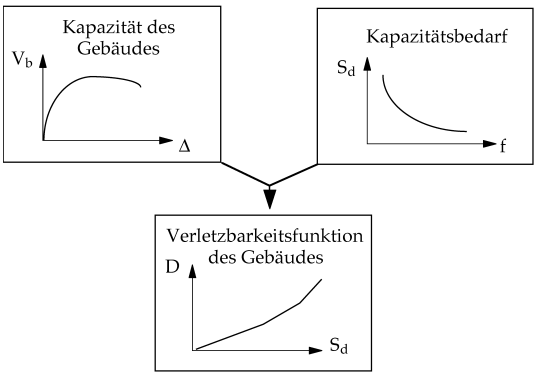


Bild 1: Definition einer Verletzbarkeitsfunktion

Die beiden Hauptaspekte einer Verletzbarkeitsstudie sind die Kapazität eines Gebäudes und der Kapazitätsbedarf. Um den Schaden D abschätzen zu können, muß die Fähigkeit des Gebäudes, Einwirkungen Stand zuhalten (Kapazität des Gebäudes), mit der Stärke der Einwirkung auf das Gebäude durch die Erdbebenanregung (Kapazitätsbedarf) verglichen werden.

Die Kapazität eines Gebäudes wird mittels der $\Delta - V_b$-Kurve (Kapazitätskurve des Gebäudes) dargestellt. Hierbei ist Δ die horizontale Verschiebung der obersten Geschossdecke und V_b die auf das Gebäude wirkende totale horizontale Ersatzkraft.

Der Kapazitätsbedarf wird mittels der $f - S_d$-Kurve (Verschiebungsantwortspektrum) dargestellt. Hierbei ist f die Grundfrequenz des Gebäudes und S_d die spektrale Verschiebung.

3.2 Begriffe und Tragwerksmodell

Folgende Begriffe werden definiert (Bild 2):

- Eine Wand ist definiert als ein tragendes Bauteil eines Gebäudes mit der Länge l_w und der Höhe gleich der Gebäudehöhe H_{tot} (dargestellt durch die schraffierte Fläche).
- Ein Wandelement ist ein Teil einer Wand mit der Länge l_w und einer beliebigen Höhe h.
- Ein Pfeiler ist ein Wandelement mit der Länge l_w und der Höhe h_p gleich der Höhe der angrenzenden Öffnung (dargestellt durch die hell schattierten Flächen).
- Die Riegel sind die Teile des Gebäudes, die in vertikaler Richtung zwischen zwei Öffnungen liegen und die Wände in einer Ebene verbinden (dargestellt durch die dunkel schattierten Flächen).
- Alle durch Decken und Riegel verbundenen Wände in einer Ebene bilden eine Wandebene. Somit ist die Fassade eines Gebäudes eine Wandebene. Ebenso bilden die im Innern eines Gebäudes in einer Ebene liegenden Wände eine Wandebene.

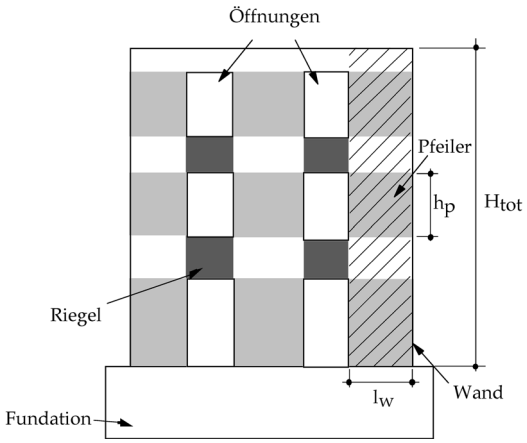


Bild 2: Terminologie

In einer Wandebene ist die Koppelung der einzelnen Wände in Abhängigkeit der Ausmaße der Riegel stärker oder schwächer. Sind keine Riegel vorhanden und die Wände nur durch Decken verbunden, ist die Kopplung vernachlässigbar, und die Wände können als zusammenwirkende, als Kragarme modellierte Tragwände betrachtet werden. Bei hohen Riegeln ist die Koppelung erheblich und muß mitberücksichtigt werden. Ein System gekoppelter Wände kann mit Hilfe eines Rahmenmodells analysiert werden.

Ganz allgemein kann jede Wandebene als ein System gekoppelter Wände betrachtet werden, wobei der Fall der zusammenwirkenden Wände ein Grenzfall ist, bei dem die Steifigkeit der Riegel gegenüber der Steifigkeit der Pfeiler vernachlässigbar wird und die Koppelung daher gegen Null geht.

Bild 3 zeigt den Biegemomentenverlauf für drei Fälle unterschiedlich gekoppelter Wände. In Bild 3 a) sind die Wände nur durch die Decken verbunden; die Koppelung geht daher gegen Null und das totale, durch die angreifenden horizontalen Kräfte hervorgerufene Moment wird allein durch die Wände abgetragen (zusammenwirkende Wände). In Bild 3 c) sind die Wände durch hohe Riegel ver-

bunden; die Koppelung ist daher sehr stark und ein Teil des totalen Momentes wird durch Normalkräfte, die aus den vertikalen Querkräften in den Riegeln resultieren, abgetragen. Bild 3 b) zeigt einen intermediären Fall.

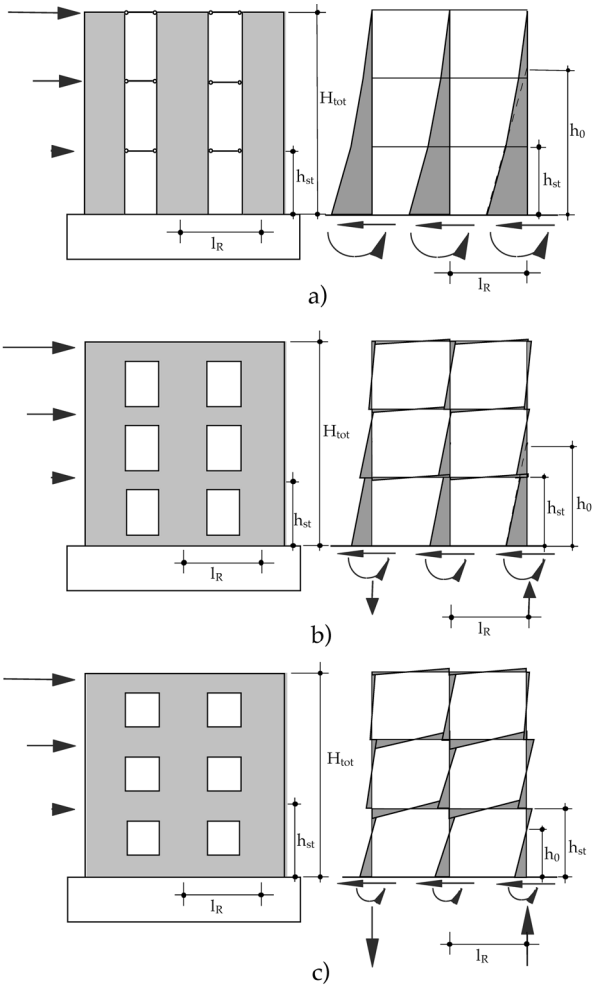


Bild 3: Biegemomentenverlauf für drei Fälle unterschiedlich gekoppelter Wände

Das Ausmaß der Koppelung kann durch einen einzelnen Parameter h_0, die Höhe des Momentennullpunktes, ausgedrückt werden. Je kleiner h_0, desto grösser die Koppelung. Für unendlich steife Riegel liegt der Grenzwert bei $h_0 = 0.5 \cdot h_{st}$. Mit kleiner werdender Koppelung wächst h_0, wobei es auch größer als h_{st} werden kann. In Bild 4 ist das Verhältnis von h_0/h_{st} als Funktion der Steifigkeit der Riegel zur Steifigkeit der Pfeiler $(EI_R)/(EI_P) \cdot h_{st}/l_R$ für einen 2x2 und einen 3x3 Rahmen (mit jeweils $l_R = h_{st}$) dargestellt.

Die Gebäude werden in einem ersten Schritt in zwei orthogonalen Richtungen (entsprechend der Gebäudeachsen) unter Anwendung eines ebenen Modells untersucht. Da die Richtung des Erdbebens bei Erdbebenszenarien nicht berücksichtigt wird, muss in einem zweiten Schritt aus den erhaltenen Verletzbarkeitsfunktionen eine Art mittlere

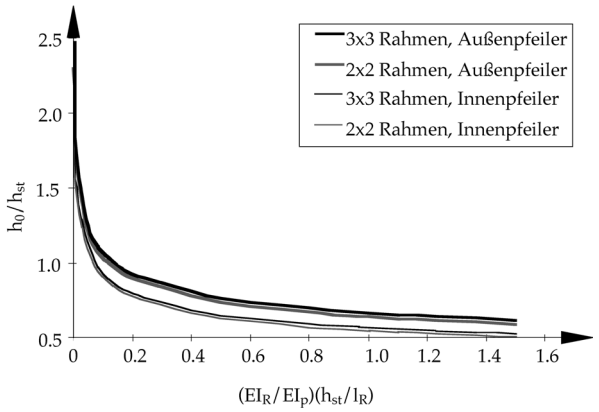


Bild 4: Verhältnis von h_0/h_{st} als Funktion der relativen Steifigkeit der Riegel zur Steifigkeit der Pfeiler

Verletzbarkeitsfunktion berechnet werden, die repräsentativ für das ganze Gebäude ist.

3.3 Kapazität eines Gebäudes

Es wird angenommen, dass eine Wand Querkräfte nur in Richtung ihrer Ebene abtragen kann; die Querkräfte, die quer zur Ebene abgetragen werden, werden vernachlässigt. Die Decken werden als in ihrer Ebene starr, senkrecht dazu jedoch vollkommen biegeweich angenommen. Daher kann die Kapazitätskurve des Gebäudes in einer Richtung durch Überlagerung der Kapazitätskurven der in dieser Richtung tragenden Wände bestimmt werden:

$$V_b(\Delta) = \sum_i V_j(\Delta) \qquad (1)$$

j ist der Index der Wände, j = 1,2,..,n, wobei n der Anzahl der in einer Richtung tragenden Wände entspricht. Dies ist erlaubt, solange die Geometrie des Gebäudes regelmäßig ist und Torsionseffekte vernachlässigt werden können.

Bild 5 zeigt Grund- und Aufriss eines einfachen, fiktiven, Beispielgebäudes. In x-Richtung gibt es fünf tragende Wände, dreimal den Wandtyp 1 und zweimal den Wandtyp 2. Die zugehörige Kapazitätskurve des Gebäudes ist gegeben durch (Bild 6):

$$V_b(\Delta) = 3 \cdot V_1(\Delta) + 2 \cdot V_2(\Delta) \qquad (2)$$

Unter Benutzung einer bilinearen Approximation der Kapazitätskurve des Gebäudes entspricht die Steifigkeit des Gebäudes im linear elastischen Bereich der Summe der effektiven Steifigkeiten der Wände:

$$k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} = \sum_i k_{effj} \qquad (3)$$

Hierbei sind V_{bm} die maximale totale horizontale Ersatzkraft und Δ_{by} die nominelle Fließverschiebung des Gebäudes (Bild 6).

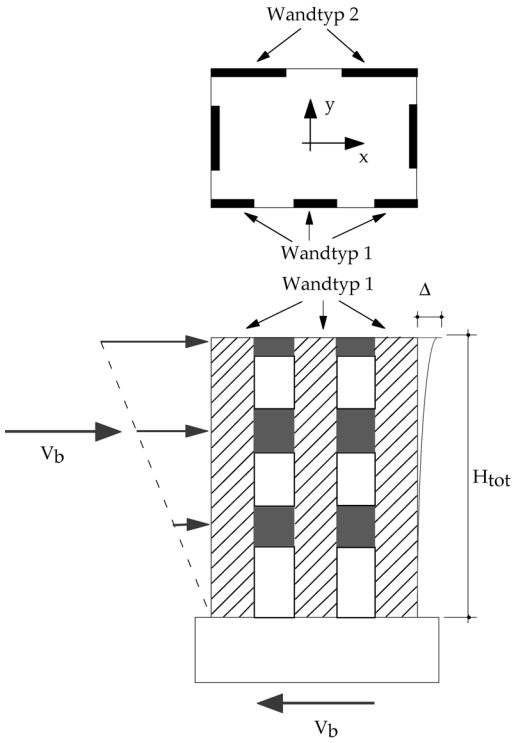


Bild 5: Beispielgebäude

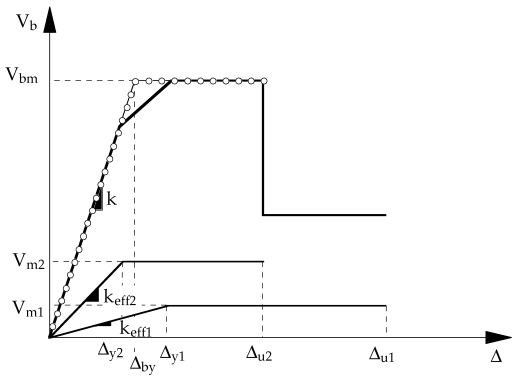


Bild 6: Kapazitätskurve des Beispielgebäudes

Im Falle der in Bild 6 dargestellten Kapazitätskurve entspricht dies einer Steifigkeit des Gebäudes k:

$$k = 3 \cdot k_{eff1} + 2 \cdot k_{eff2} \quad (4)$$

Um die Kapazitätskurve eines Gebäudes zu bestimmen, müssen demnach die Kapazitätskurven der einzelnen Wände bekannt sein.

Die Kapazitätskurve einer Wand wird bilinear mit einem linear elastischen Bereich bis zur maximalen Querkraft am Fuß der Wand V_m und einem anschließenden ideal plastischen Bereich modelliert (Bild 7). Die idealisierte Kapazitätskurve einer Wand ist somit durch drei Parameter bestimmt: Die maximale Querkraft V_m, die nominelle Fließverschiebung am Wandkopf Δ_y und die nominelle Verschiebung am Wandkopf bei Versagen Δ_u; die

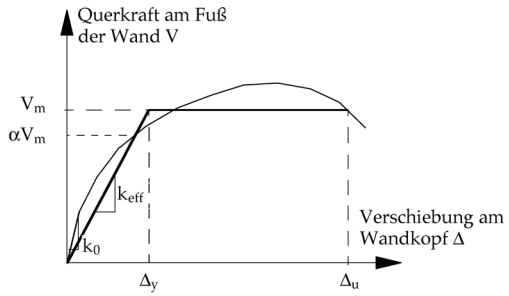


Bild 7: Kapazitätskurve einer Wand

Bestimmung dieser drei Größen hängt vom Baustoff ab.

Der Begriff Fließen wird hier unabhängig vom Material für den Übergang vom linear elastischen in den ideal plastischen Bereich benutzt.

3.4 Kapazitätsbedarf

Der Kapazitätsbedarf wird durch ein Verschiebungsantwortspektrum bestimmt. Das Verschiebungsantwortspektrum gibt die maximale Verschiebung eines Einmassenschwingers (EMS) in Funktion der Frequenz wieder.

Als Beispiel zeigt Bild 8 a) das elastische Bemessungs-Antwortspektrum der Beschleunigung (Mittelwerte für 5% Dämpfung) für mittelsteife Böden der Norm SIA 160 [7] für Zone 3a. Bild 8 b) zeigt das zugehörige Verschiebungsantwortspektrum, das mit Hilfe der Beziehung

$$S_a \approx \omega^2 \cdot S_d \quad (5)$$

ermittelt wurde. S_a und S_d bezeichnen die spektrale Beschleunigung beziehungsweise die spektrale Verschiebung und ω die zugehörige Kreisfrequenz $\omega = 2\pi \cdot f$ (f = Frequenz in Hz).

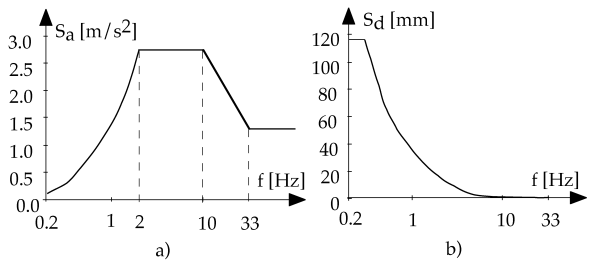


Bild 8: a) Elastisches Bemessungs-Antwortspektrum der Beschleunigung (Mittelwerte für 5% Dämpfung) für mittelsteife Böden der Norm SIA 160 [7] für Zone 3a und b) dazugehöriges Verschiebungsantwortspektrum

Obwohl hier als Beispiel das für Zone 3a gültige Verschiebungsantwortspektrum benutzt wird, das eine ganze Region abdeckt, sind Spektren eigentlich standortspezifisch. Sie hängen sehr vom lokalen Untergrund ab und können innerhalb einer

Region wie die Stadt Basel stark variieren. Dieser Effekt wird im Erdbebenszenarioprojekt für die Stadt Basel durch eine Mikrozonierung mit einbezogen.

Ein als Mehrmassenschwinger (MMS) modelliertes Gebäude, mit auf Höhe der Geschossdecken konzentrierten Stockwerkmassen (Bild 9), wird durch einen Einmassenschwinger (EMS) ersetzt, der durch eine äquivalente Masse m_E, eine äquivalente Steifigkeit k_E und die Grundfrequenz des MMS bestimmt ist:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} \tag{6}$$

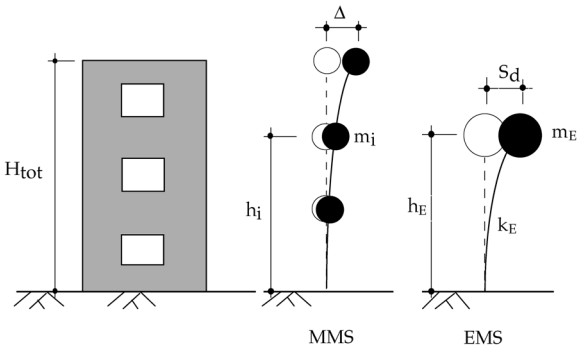


Bild 9: Äquivalenter EMS

Wird die äquivalente Steifigkeit k_E des EMS mit der Steifigkeit k des Gebäudes aus der bilinearen Approximation der Kapazitätskurve (Gleichung (3)) gleichgesetzt

$$k_E = k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} \tag{7}$$

ist die äquivalente Masse

$$m_E = \sum m_i \phi_i \tag{8}$$

bestimmt. Die äquivalente Höhe wird

$$h_E = \frac{\sum h_i m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \tag{9}$$

wobei m_i die konzentrierte Masse, h_i die Höhe und ϕ_i die Verschiebung der ersten Eigenform auf der Höhe der i-ten Geschossdecke ist.

Daraus folgt der Verschiebungsbedarf der obersten Geschossdecke Δ_D (=n-tes Geschoss):

$$\Delta_D = c \cdot \Gamma \cdot \phi_n \cdot S_d \,. \tag{10}$$

Darin sind ϕ_n die Verschiebung der ersten Eigenform auf der Höhe der obersten Geschossdecke (=n-tes Geschoss) und Γ der modale Partizipationsfaktor, definiert zu

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \,. \tag{11}$$

c ist eine Konstante, die das nichtlineare Verhalten berücksichtigt. Unter Benutzung des Prinzips der gleichen Formänderungsarbeit, annähernd zutreffend im mittleren Frequenzbereich von etwa 2 bis 10 Hz, ist

$$c = \frac{\mu_D}{R} \tag{12}$$

und

$$R = \frac{V_{be}}{V_{bm}} \tag{13}$$

wobei V_{be} die totale horizontale Ersatzkraft eines elastisch bleibenden Systems und V_{bm} die maximale totale horizontale Ersatzkraft des nichtlinearen Systems ist. μ_D ist der Duktilitätsbedarf des Gebäudes:

$$\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_{by}} \,. \tag{14}$$

Die Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens unter Benutzung des Prinzips der gleichen Formänderungsarbeit führt mitunter zu unbefriedigenden Resultaten. Andere Vorgehensweisen berücksichtigen die Veränderung der Frequenz unter der Verwendung von Sekantensteifigkeiten. Dies führt jedoch zu einem iterativen Verfahren zur Bestimmung des Verschiebungsbedarfs Δ_D, da die Veränderung der Frequenz am Anfang nicht bekannt ist.

3.5 Verletzbarkeitsfunktion

Wird nun die Stärke der Erdbebeneinwirkung von Null an kontinuierlich erhöht, d.h. die spektrale Verschiebung S_d wächst kontinuierlich an, so wächst auch der Verschiebungsbedarf des Gebäudes Δ_D (Gleichung (10)) und man erhält eine $S_d - \Delta$-Kurve (Bild 11). Dies ist jedoch noch keine Verletzbarkeitsfunktion. Erst unter Einbeziehung des Schadens erhält man eine Verletzbarkeitsfunktion (siehe Bild 1). Daher muß die zu erwartende Verschiebung der obersten Geschossdecke Δ mit einem Maß für den Schaden assoziiert werden. Hierbei soll kein quantitatives Maß benutzt werden (wie der Schadensgrad in % der von ATC [1] vorgeschlagen wurde) sondern eine qualitative Beschreibung der Schäden. Dies kann mit der Schadensgradklassifikation der Europäischen Makroseismischen Skala [3], welche die Schäden in 5 Grade von vernachlässigbarem Schaden bis zur Zerstörung einteilt, erfolgen. Um diese Schadensgradeinteilung zu benutzen, müssen Identifikatoren definiert werden, die Punkte in der Kapazitätskurve bestimmen, bei denen das Gebäude von einem Schadensgrad in den nächsten übergeht. Ein Beispiel, wie diese Identifikatoren hergeleitet werden, wird im Abschnitt 4 für Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk gegeben.

Bild 10 zeigt die Identifikation der verschiedenen Schadensgrade in der Kapazitätskurve des fiktiven Beispielgebäudes von Bild 6.

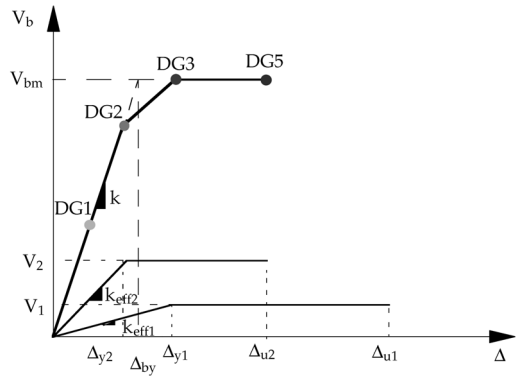


Bild 10: Identifikation der Schadensgrade in der Kapazitätskurve des Beispielgebäudes

Es ist nicht immer möglich, alle Schadensgrade zu identifizieren. Im Falle des fiktiven Beispielgebäudes bedeutet das Versagen der ersten Wand, das auf einen Schadensgrad 4 hinweist, zugleich die Zerstörung des ganzen Gebäudes, und so ist $DG4 = DG5$.

Durch das Eintragen der bestimmten Werten von Δ entsprechenden Schadensgrade in die $S_d - \Delta$-Kurve erhält man die zugehörige Verletzbarkeitsfunktion des Gebäudes (Bild 11).

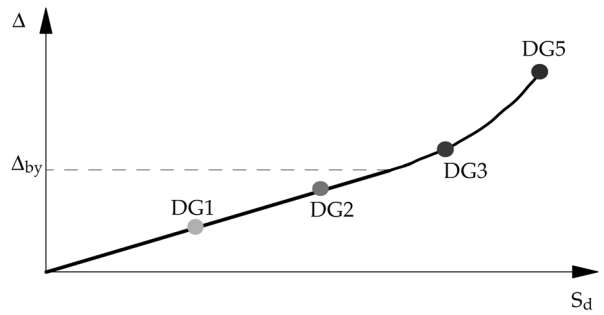


Bild 11: Verletzbarkeitsfunktion des Beispielgebäudes

Die Verletzbarkeitsfunktion ist für $\Delta < \Delta_{by}$ linear, da die Kapazitätskurve des Gebäudes für $\Delta < \Delta_{by}$ im linear elastischen Bereich ist (Bild 10) und daher $c = 1$ in Gleichung (10). Für $\Delta > \Delta_{by}$ ist die Kapazitätskurve des Gebäudes im plastischen Bereich und daher $c = \mu_D / R$ in Gleichung (10); die Verletzbarkeitsfunktion wird daher für $\Delta > \Delta_{by}$ nichtlinear.

Die Benutzung der Schadensgrade erlaubt eine visuelle Interpretation des Schadens. Der Schritt vom Schadensbild zur Bestimmung des finanziellen Verlustes (Bauwerk und Inhalt des Gebäudes) oder zum möglichen Verlust von Menschenleben ist mit geringem Aufwand verbunden.

4 Anwendung auf Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk

In diesem Abschnitt werden Hinweise zur Anwendung der Evaluationsmethode auf Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk gegeben.

4.1 Tragwerksmodell

Beobachtungen haben gezeigt, dass sich Schäden aus Erdbeben an Gebäuden aus unbewehrtem Mauerwerk normalerweise auf einige Bauteile konzentrieren (Pfeiler und Riegel, in Bild 2 schattiert) während andere Teile fast unbeschädigt bleiben. Betrachtet man den Kräftefluss durch das Gebäude, ist es offensichtlich, dass, obwohl die Riegel die horizontalen Kräfte horizontal weiterleiten, alle Kräfte, ob horizontal oder vertikal, durch die Pfeiler hindurch in die Fundamente geleitet werden müssen. Die Pfeiler sind daher der kritischste Teil eines Gebäudes und bestimmen die Kapazität des Gebäudes.

Wie schon erwähnt, hängt das Tragwerksmodell von der Höhe der Riegel ab. Sehr einfache Modelle für die Bemessung von Mauerwerk, wie z.B. das der Norm SIA 177 [8], vernachlässigen die Koppelung der Wände durch die Riegel. Die Wände werden als zusammenwirkende Wände betrachtet und als Kragarme analysiert. Im Falle von Mauerwerksgebäuden sind die Öffnungen für Fenster und Türen eher klein, besonders in den Fassaden, und daher das Ausmaß der Riegel so groß, dass im Rahmen einer Evaluationsmethode ihr Einfluss nicht vernachlässigt werden sollte. Denn der Vergleich mit Versuchsresultaten von Versuchen an Modellgebäuden aus unbewehrtem Mauerwerk [2] [6] zeigt, dass die Vernachlässigung der Koppelung zu einer Unterschätzung der Kapazität führen kann.

4.2 Kapazitätskurve einer Mauerwerkswand

Die Kapazitätskurve einer Wand ist durch drei Parameter bestimmt (Bild 7): Die maximale Querkraft V_m, die nominelle Fließverschiebung am Wandkopf Δ_y und die Verschiebung am Wandkopf bei Versagen Δ_u. Im Folgenden wird gezeigt, wie diese drei Parameter für eine Mauerwerkswand hergeleitet werden können.

In Wirklichkeit ist das Verhalten von Mauerwerk stark nichtlinear: Mit zunehmender Rissebildung nimmt die Steifigkeit immer mehr ab. Nichtsdestotrotz wird das Verhalten einer Mauerwerkswand oft bilinear idealisiert. Eine Möglichkeit, die effektive Steifigkeit des linear elastischen Bereichs zu bestimmen, besteht darin, eine Sekantensteifigkeit

zu benutzen, welche die Versuchskurve bei αV_m schneidet, wobei α einen Wert zwischen 0.6 und 0.75 annimmt und V_m so bestimmt wird, dass die bilineare Approximation mit der Versuchskurve im energetischen Sinne übereinstimmt. Vergleiche mit Versuchsresultaten aus [4] haben gezeigt, dass unter dieser Annahme ein Steifigkeitsreduktionsfaktor von 0.5 bis 0.7 angemessen ist:

$$k_{eff} = (0.5 \div 0.7) \cdot k_0 \tag{15}$$

k_0 ist die Anfangssteifigkeit der Wand (Bild 7).

Gemäß Definition besteht eine Wand aus mehreren Pfeilern (ein Pfeiler pro Stockwerk), die durch sehr steife Knoten voneinander getrennt sind. Die Kapazität einer Wand wird durch denjenigen Pfeiler bestimmt, der als Erstes versagt. Die Knoten und Riegel werden nicht betrachtet; es wird angenommen, dass diese die Schnittkräfte, die für das Gleichgewicht erforderlich sind, aufnehmen können. Die Riegel werden allerdings die Schnittkräfte, bei denen Versagen im ersten Pfeiler auftritt, nicht unbeschädigt aufnehmen können, sondern werden bereits gerissen sein. Dieser Effekt kann durch eine Reduzierung der Steifigkeit der Riegel in Betracht gezogen werden [5]. Mit Bild 4 kann somit h_0 bestimmt werden.

Betrachtet wird ein Pfeiler der Höhe h_p (Bild 12). Im folgenden wird angenommen, dass sich h_0/h_p wie h_0/h_{st} verhält und so können die Werte direkt aus Bild 4 übernommen werden.

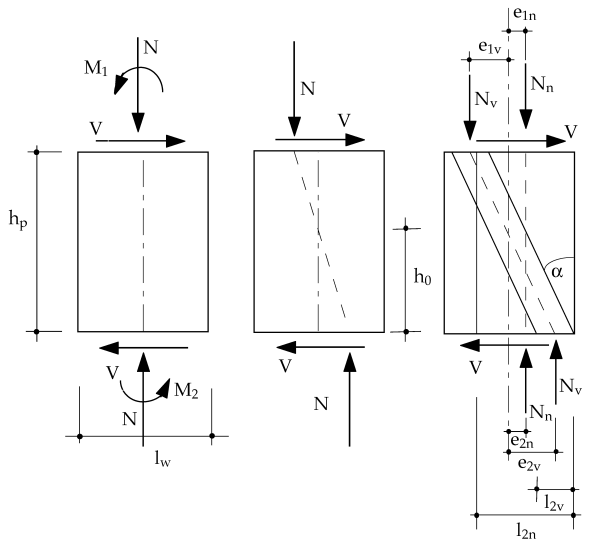


Bild 12: Geometrie der Pfeiler und angreifende Kräfte

Im Falle des in Bild 12 gezeigten Pfeilers ist die Höhe des Momentennullpunktes h_0 kleiner als die Höhe des Pfeilers h_p, was auf eine starke Koppelung hinweist. Bei niedrigen Riegeln ist die Koppelung eher gering; in diesem Fall kann h_0 auch größer werden als h_p (Bild 4).

Für ein bekanntes h_0 können M_1 und M_2 in Abhängigkeit von V formuliert werden:

$$M_1 = V \cdot (h_0 - h_p) \tag{16}$$

$$M_2 = V \cdot h_0 \tag{17}$$

Für $h_0 < h_p$ ändert das Biegemoment im Pfeiler sein Vorzeichen, wie aus Bild 12 ersichtlich. Für $h_0 > h_p$ ändert das Biegemoment sein Vorzeichen nicht.

Die maximale Querkraft, die ein Pfeiler aufnehmen kann, wird entsprechend der Norm SIA 177 [8] bestimmt unter Anwendung des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie mit einem vertikalen und einem geneigten Spannungsfeld [9]. Der Pfeiler, der als Erster unter der gegebenen Querkraftverteilung einer Wand versagt, bestimmt das Angebot der Wand. In den meisten Fällen ist dies der Pfeiler im Erdgeschoss. Wenn jedoch die Steifigkeit und die Masse über die Gebäudehöhe stark variieren, kann unter Umständen auch ein Pfeiler in einem oberen Stockwerk zuerst versagen.

Um die elastische Verschiebung am Wandkopf zu bestimmen, und insbesondere die Fließverschiebung Δ_y, wird angenommen, dass die Stockwerkschiefstellung δ über die Gebäudehöhe H_{tot} (Bild 13) konstant ist:

$$\Delta = \delta \cdot H_{tot} \tag{18}$$

Weiter wird angenommen, dass die Stockwerkschiefstellung δ gleich der Schiefstellung desjenigen Pfeilers ist, der zuerst versagt. Die Schiefstellung eines Pfeilers kann mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit berechnet werden:

$$\delta = V \cdot \left(\frac{h_p \cdot (3h_0 - h_p)}{6 \cdot EI_{eff}} + \frac{\kappa}{GA_{eff}} \right) \tag{19}$$

wobei für einen rechteckigen Querschnitt $\kappa = 6/5$.

Um die Verschiebung am Wandkopf bei Versagen Δ_u zu bestimmen, wird zwischen verschiedenen Arten der Duktilität unterschieden:

1) Verschiebeduktilität eines Wandelements μ_{WE}

2) Verschiebeduktilität einer Wand μ_W

3) Verschiebeduktilität des Gebäudes μ_G

Die Größe der Duktilität nimmt von 1) zu 3) ab.

In den meisten Fällen sind die Wände eher schlank, und es ist der Pfeiler im Erdgeschoss der üblicherweise zuerst in den plastischen Bereich übergeht (Bild 13); die Verschiebeduktilität der Wand ist dann wie folgt gegeben:

$$\mu_W = 1 + \frac{h_p}{H_{tot}} \cdot (\mu_{WE} - 1) \tag{20}$$

Die Verschiebeduktilität eines Wandelements μ_{WE}, z. B. die eines Pfeilers, wird mit Hilfe von Versuchen an Wandscheiben aus unbewehrtem Mauer-

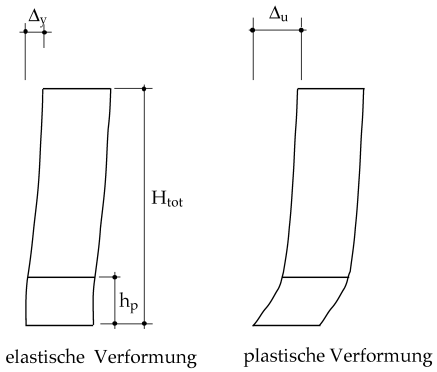


Bild 13: Verformung einer Mauerwerkswand

werk bestimmt [4], und ist eine Funktion der Normalkraft.

Um der zyklischen Natur der Erdbebeneinwirkung gerecht zu werden, muss die so ermittelte Kapazität der Wand zusätzlich abgemindert werden . Dies erfolgt mit den Reduktionsfaktoren:

$$RF_F = \frac{(V_m)_{zyklisch}}{(V_m)_{monoton}} = 0.85 \qquad (21)$$

$$RF_D = \frac{(\mu_W)_{zyklisch}}{(\mu_W)_{monoton}} = 0.75 \qquad (22)$$

$(V_m)_{zyklisch}$ und $(V_m)_{monoton}$ sind die maximale Querkraft, $(\mu_W)_{zyklisch}$ und $(\mu_W)_{monoton}$ die Duktilität unter zyklischer und unter monotoner Einwirkung.

Somit ist die Kapazität einer Mauerwerkswand und, mit Hilfe von Gleichung (1), die Kapazität eines Gebäudes bestimmt.

4.3 Identifikation der Schadensgrade

Zur Bestimmung der Verletzbarkeitskurve eines Gebäudes, d.h. der Darstellung des zu erwartenden Schadens D in Funktion der spektralen Verschiebung S_d gemäß Bild 1, muss die Verschiebung der obersten Geschossdecke Δ mit den Schadensgraden der Europäischen Makroseismischen Skala 98 [3] in Zusammenhang gebracht werden. Für Mauerwerksgebäude gibt Tabelle 1 eine Zusammenfassung der Schadensgrade und der dazugehörigen Identifikatoren.

Als Beispiel sei die Bestimmung des Schadensgrades 4 (sehr schwerer Schaden) für das fiktive Beispielgebäude aus 3 aufgezeigt. Die Beschreibung in der Europäischen Makroseismischen Skala gibt an: “serious failure of walls” (schwerwiegendes Versagen von Wänden). Sobald also die erste Wand ihre Verschiebung am Wandkopf bei Versagen Δ_u erreicht, wird das Gebäude als sehr schwer beschädigt betrachtet. Angesichts der Kapazitätskurve des Beispielgebäudes in Bild 6 entspricht dies einer Verschiebung von Δ_{u2}. Der Wandtyp 2 erreicht als erster seine Verschiebung am Wand-

Schadens-grade	EMS 98	Identifikation
DG1	**Vernachlässigbarer bis leichter Schaden** ganz feine Risse in wenigen Wänden	Auftreten des ersten Risses => Spannungsverteilung wird an einem Punkt zu Null
DG2	**Moderater Schaden** Risse in vielen Wänden	das Gebäude beginnt, sich nichtlinear zu verhalten; die Steifigkeit wird verringert =>“Fließen” der ersten Wand
DG3	**Wesentlicher bis schwerer Schaden** große und ausgedehnte Risse in fast allen Wänden	Zunehmendes nichtlineares Verhalten; die Steifigkeit geht gegen Null => (meist) Fließen der letzten Wand
DG4	**Sehr schwerer Schaden** Versagen von Wänden	=>Versagen der ersten Wand
DG4	**Zerstörung** vollständiger oder fast vollständiger Einsturz	=> Abfall von V_b zu ð $2/3 \cdot V_{bm}$

Tabelle 1: Schadensgrade

kopf bei Versagen. Durch Substitution von Δ_{u2} in Gleichung (2) erhält man die dazugehörige totale horizontale Ersatzkraft des Gebäudes:

$$V_b(\Delta_{u2}) = 3 \cdot V_1(\Delta_{u2}) + 2 \cdot V_2(\Delta_{u2}) \qquad (23)$$

Das Wertepaar $(\Delta_{u2}, V_b(\Delta_{u2}))$ bestimmt den Punkt auf der Kapazitätskurve des Gebäudes, an dem das Gebäude in den Schadensgrad 4 übergeht. Die Punkte, die den anderen Schadensgraden entsprechen, werden in ähnlicher Weise bestimmt.

4.4 Plattenbeanspruchung

Bislang wurde das Verhalten der Mauerwerkswände in ihrer Ebene betrachtet (Scheibenbeanspruchung). Mauerwerkswände können aber auch orthogonal zu ihrer Ebene versagen (Plattenbeanspruchung). Obwohl angenommen wird, dass die Kapazität eines Gebäudes in einer Richtung nicht durch die Plattenbeanspruchung der Wände orthogonal zu dieser Richtung beeinflusst wird, können Wände durch Plattenbeanspruchung beschädigt werden und so einen nicht zu vernachlässigenden Einfluß auf den Schadensgrad eines Gebäudes haben. Tatsächlich sind plattenbeanspruchte Wände in denjenigen Fällen bestimmend, bei denen die Verbindung zwischen zueinander orthogonalen Wänden oder zwischen Wänden und Dekken schlecht ausgebildet ist.

Es werden zwei Stadien der Schädigung plattenbeanspruchter Wände betrachtet: Rissebildung und Versagen.

Während das Verhalten scheibenbeanspruchter Wände hauptsächlich durch die Verschiebungen bestimmt ist, wird das Verhalten plattenbeanspruchter Wände maßgeblich durch die Beschleunigung bestimmt. Um einen Vergleich mit der Verletzbarkeitskurve aus Scheibenbeanspruchung zu ermöglichen und um eventuelle Korrekturen anzubringen, müssen die Stockwerksbeschleunigun-

gen, bei denen Risse und Versagen orthogonal zur Wandebene auftreten, in spektrale Verschiebungen umgewandelt werden. Ist z.B. die spektrale Verschiebung, bei der Versagen orthogonal zur Wandebene auftritt, S_{dm} kleiner als die spektrale Verschiebung, die dem Schadensgrad 4 entspricht (Versagen der ersten Wand in ihrer Ebene), $S_{dm} < S_d(DG4)$, muss die Verletzbarkeitskurve korrigiert werden, indem der Identifikator für Schadensgrad 4 reduziert wird ($S_d(DG4) \equiv S_{dm}$). Ist $S_{dm} > S_d(DG4)$, tritt das Versagen der ersten Wand in ihrer Ebene vor dem Versagen einer Wand orthogonal zur Wandebene ein.

4.5 Vergleich mit Versuchsresultaten

Um die vorgestellte Evaluationsmethode zu validieren, wird sie auf zwei Modellgebäude aus unbewehrtem Mauerwerk angewandt. Eines der Modellgebäude wurde unter zyklisch-statischer Einwirkung an der Universität von Pavia, das andere auf dem Rütteltisch der Prüfanstalt ISMES in Bergamo dynamisch geprüft.

An der Universität von Pavia wurde ein 1:1 Modell eines zweistöckigen Gebäudes aus Mauerwerk zyklisch-statisch geprüft [6]. Die Baustoffe wurden so gewählt, dass das Modell einer typischen altstädtischen Bebauung entspricht. Es wurden daher Vollsteine aus Backstein und Kalkmörtel benutzt. Die mittlere Druckfestigkeit des Mauerwerks lag bei $f_x = 6.2$ MPa. Infolge der besonderen Bauweise des Modellgebäudes war eine Fassaden-Wandebene, Wandebene D, von den angrenzenden Wandebenen losgelöst und bildete ein unabhängiges System. Die helle Kurve in Bild 14 zeigt das Verhalten der Wandebene D als Umhüllende der Δ-V_b-Beziehung. Die durchgezogene schwarze Kurve zeigt das theoretische, aus der Evaluationsmethode unter Berücksichtigung der Koppelung erhaltene Verhalten der Wandebene D. Ebenso eingezeichnet sind die Schadensgrade DG. Wie im Falle des fiktiven Beispielgebäudes aus Abschnitt 3 (Bild 10) führt das Versagen der ersten Wand zur Zerstörung des ganzen Gebäudes, d.h. $DG4 = DG5$.

Der Vergleich der experimentellen Kurve mit der theoretischen Kurve ist bezüglich der horizontalen Ersatzkraft V_b zufriedenstellend. Die möglichen Verschiebungen Δ im plastischen Bereich werden jedoch unterschätzt. Bild 14 zeigt weiter den Einfluss der Koppelung zwischen den Wänden: die Kapazität der Wandebene D ohne Berücksichtigung der Koppelung liegt weit unter der tatsächlichen Kapazität.

Da das Modellgebäude zyklisch-statisch geprüft wurde und so die Information zur Bodenbewegung fehlt, gibt es keine "gemessene" Verletzbarkeitsfunktion. Eine Validierung der theoretischen Verletzbarkeitsfunktion für das Modellgebäude ist daher nicht möglich.

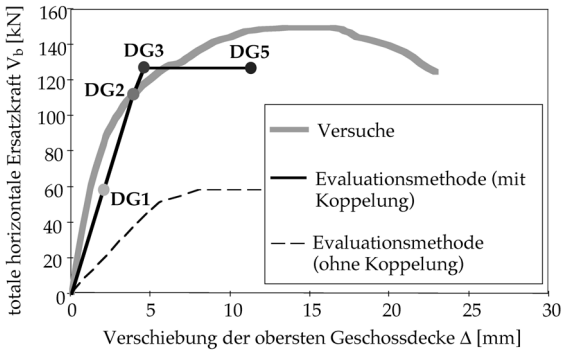


Bild 14: Totale horizontale Ersatzkraft in Funktion der Verschiebung der obersten Geschossdecke der Wandebene D des zyklisch-statisch geprüften Modellgebäudes aus Pavia

Auf dem Rütteltisch der Prüfanstalt ISMES in Bergamo (Italien) wurde eine Reihe von Versuchen an zweistöckigen Modellgebäuden aus Mauerwerk im Maßstab 1:2 durchgeführt; 4 davon waren aus Backsteinmauerwerk [2]. Die Modellgebäude und deren Baustoffe sollten gewöhnliche Häuser in der Mittelmeergegend darstellen. Es wurden Vollsteine aus Backstein und Mörtel sehr schlechter Qualität benutzt. Die mittlere Druckfestigkeit des Mauerwerks lag bei $f_x = 2.2$ MPa.

Bild 15 zeigt die Umhüllenden der Δ-V_b-Beziehungen der vier Modellgebäude aus Backsteinmauerwerk. Ebenso gezeigt ist das theoretische, mit der Evaluationsmethode unter Berücksichtigung der Koppelung bestimmte Verhalten und die zugehörigen Schadensgrade. Wieder ist der Vergleich der horizontalen Ersatzkräfte zufriedenstellend, während die möglichen Verschiebungen im plastischen Bereich unterschätzt werden.

Da die Modellgebäude dynamisch geprüft wurden, ist es möglich, die gemessenen und die theoretische Verletzbarkeitskurven zu vergleichen (Bild 16). Der Kapazitätsbedarf wird im vorliegenden Fall durch die Bodenbeschleunigung ausgedrückt, da im Versuchsbericht diese Größe angegeben ist, und nicht durch die spektrale Verschiebung S_d. Für die Evaluationsmethode wurde die Bodenbeschleunigung aus der spektralen Verschiebung wie folgt hergeleitet:

$$a_g = \frac{S_d}{(2\pi f)^2 \cdot A} \qquad (24)$$

A ist der Amplifikationsfaktor bei der Grundfrequenz des Gebäudes f.

Bild 16 zeigt, dass die Unterschätzung der Verschiebung im plastischen Bereich durch die Evaluationsmethode in Anbetracht der Verletzbarkeitskurve nicht so wesentlich ist: Zum einen bedeutet

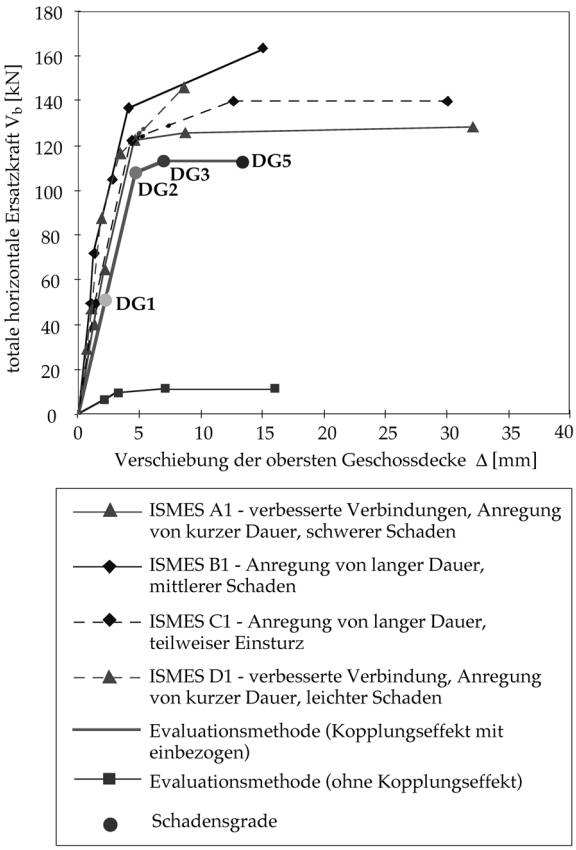


Bild 15: Totale horizontale Ersatzkraft in Funktion der Verschiebung der obersten Geschossdecke in x-Richtung der dynamisch geprüften Modellgebäude aus ISMES

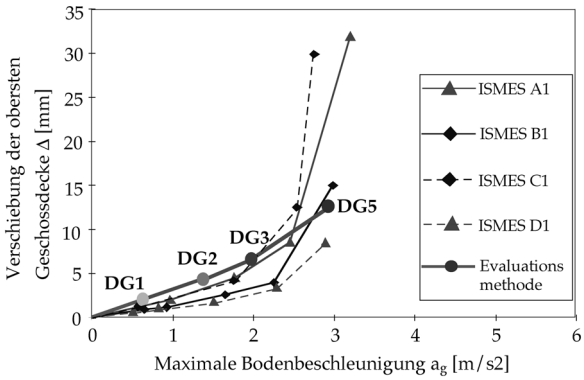


Bild 16: Verletzbarkeitsfunktionen der Modellgebäude aus ISMES

ein Zuwachs an Verschiebung bei sehr kleiner Steifigkeit nur einen geringen Anstieg in der Bodenbeschleunigung, zum anderen wird durch die Anwendung des Prinzips der gleichen Formänderungsarbeit zur Berücksichtigung der Nichtlinearität eine größere Ungenauigkeit eingeführt.

5 Beispielgebäude

Die Evaluationsmethode wird nun auf ein reelles Beispielgebäude angewendet (Bild 17). Das zweistöckige Gebäude ist typisch für die Bausubstanz in Basel. Es ist ein Reihenhaus mit Holzdecken.



Bild 17: Reelles Beispielgebäude aus Basel

Bild 18 zeigt Grundriss und Ansicht des Gebäudes.

Die in y-Richtung verlaufenden Brandschutzmauern dehnen sich über die ganze Tiefe des Gebäudes aus und dienen gleichzeitig zwei nebeneinanderliegenden Gebäuden. Die Fassaden verlaufen in x-Richtung. Die Deckenbalken verlaufen in y-Richtung und sind auf den Wänden der x-Richtung gelagert. Die Brandschutzmauern tragen somit keine Deckenlasten ab. Dies wird durch die rechteckige Form der Lasteinzugsflächen angedeutet. Im Folgenden wird die dynamische Interaktion des Gebäudes mit den angrenzenden Gebäuden vernachlässigt. Es wird die x-Richtung betrachtet. In dieser Richtung lassen sich 12 Tragwände identifizieren, Wandtyp 5 erscheint dreimal. Tabelle 2 fasst die Hauptmerkmale der Wände zusammen: die Wandlänge l_w, die Wanddicke t und die Pfeilerhöhe h_p.

Die Normalkräfte der Wände auf jedem Stockwerk, hervorgerufen durch die vertikalen Lasten, sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

Für jede Wand können die drei Paramter, welche die bilineare Kapazitätskurve einer Wand bestimmen (V_m, Δ_y, Δ_u), berechnet werden (Tabelle 4).

Die Kapazitätskurve des Gebäudes wird durch Superposition der Kapazitätskurven der einzelnen Wände erhalten (Bild 19). Ebenso gezeigt sind die Punkte, an denen das Gebäude in den nächsten Schadensgrad übertritt.

Unter Anwendung einer Modalanalyse ist der äquivalente EMS definiert durch:

- die äquivalente Steifigkeit $k_E = k = 142 kN/m$
- die äquivalente Masse $m_E = 62150 kg$
- den modalen Partizipationsfaktor $\Gamma = 1.24$.

Somit kann die Frequenz des EMS, die der Grundfrequenz des Gebäudes entspricht, berechnet werden:

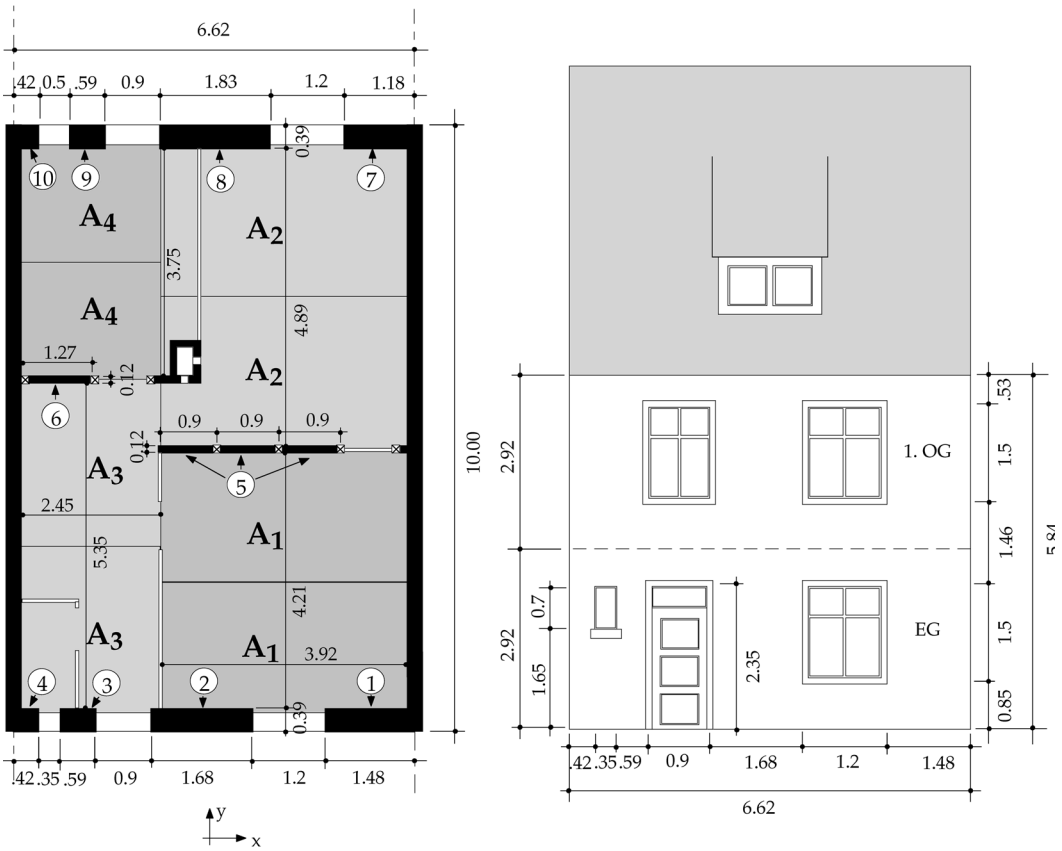


Bild 18: Grundriss und Ansicht des zweistöckigen Beispielgebäudes, Abmessungen in m

Wand	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
l_w [m]	1.48	1.68	0.59	0.42	0.9	1.27	1.05	1.83	0.59	0.42
t [m]	0.39	0.39	0.39	0.39	0.12	0.12	0.39	0.39	0.39	0.39
h_p [m]	1.5	1.5	0.7	0.7	2.35	2.35	1.5	1.5	1.5	1.5

Tabelle 2: Hauptmerkmale der Tragwände

	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	N_8	N_9	N_{10}	N_{11}	N_{tot}
1. OG	40	51	22	12	18	31	30	53	22	14	26	381
EG	46	57	34	9	21	33	34	60	25	14	53	481
Total	86	108	56	22	39	64	65	113	47	28	79	862

Tabelle 3: Normalkräfte in den Wänden auf jedem Stockwerk, Dimension in kN

Wand	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V_m [kN]	42	62	27	8	5	9	23	71	10	4
Δ_y [mm]	1.58	1.75	2.39	1.47	6.48	4.76	1.79	1.72	2.92	3.36
Δ_u [mm]	3.32	3.68	3.29	2.03	18.6	13.6	3.8	3.6	6.1	7.0

Tabelle 4: Zusammenfassung der bilinearen Kapazitätskurven der Wände

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} = 7.6\text{Hz}\,.$$

Mit Hilfe von Gleichung (10) kann die zu erwartende Verschiebung der obersten Geschossdecke des Gebäudes Δ in Funktion der spektralen Verschiebung S_d dargestellt werden. Unter Einbeziehung der Identifikatoren der Schadensgrade DG

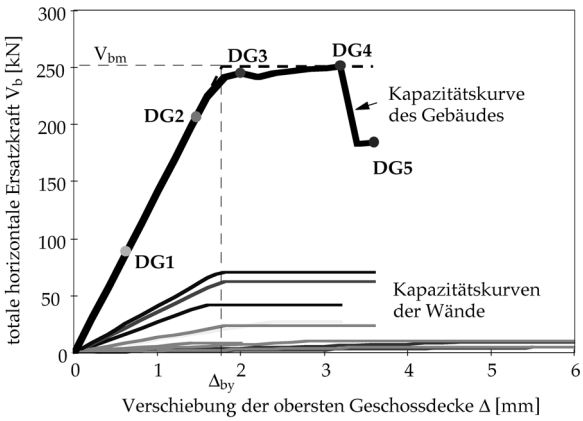


Bild 19: Kapazitätskurve des Beispielgebäudes

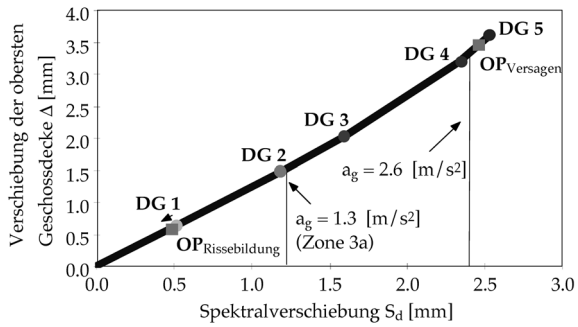


Bild 20: Verletzbarkeitskurve des Beispielgebäudes

erhält man die Verletzbarkeitskurve des Gebäudes (Bild 20).

Abenso dargestellt sind die Punkte OP, an denen Rissebildung bzw. Versagen orthogonal zur Wandebene auftreten.

In Bild 20 ist ferner der Kapazitätsbedarf für Zone 3a, mittelsteife Böden, gemäß Bild 8 b) eingetragen. Es zeigt sich, dass für diesen Kapazitätsbedarf bei einer maximalen Bodenbeschleunigung $a_g = 1.3 m/s^2$ das Gebäude Schadensgrad 2 ($DG2$) erleidet. Für die doppelte Bodenbeschleunigung $a_g = 2.6 m/s^2$ erleidet das Gebäude $DG4$.

6 Ergebnisse untersuchter Gebäude

Bislang wurden 17 Gebäude aus der Stadt Basel mit der Evaluationsmethode untersucht. Die Gebäude sind typisch für die urbanen Wohngebiete der Stadt. Sie bestehen alle aus unbewehrtem Mauerwerk mit Holzbalkendecken, nur in einem Gebäude sind die Decken aus Stahlbeton.

Unter Annahme des Bemessungspektrums für Zone 3a, $a_g = 1.3 m/s^2$, ergeben sich die Schadensgrade gemäß Bild 21.

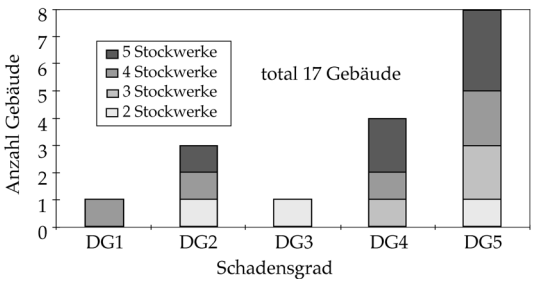


Bild 21: Auswertung der 17 untersuchten Gebäude

Bei dieser Untersuchung wurden somit keine standortspezifischen Einflüsse auf den Kapazitätsbedarf berücksichtigt. Die Ergebnisse zeigen, dass 70 % der Gebäude dem Bemessungsbeben für Zone 3a nicht standhalten können und sehr schweren Schaden ($DG4$) oder Zerstörung ($DG5$) erleiden. Die Ergebnisse dürfen jedoch nicht ohne weiteres extrapoliert werden, da es sich bei den untersuchten Gebäuden vorwiegend um ältere Bausubstanz handelt. Weitere Untersuchungen folgen und mögen das Bild noch wesentlich ändern.

7 Schlussbemerkung

Mit dem Ziel, die Erdbebenverletzbarkeit bestehender Gebäude, im speziellen solcher aus unbewehrtem Mauerwerk, im Rahmen des Erdbebenszenarioprojektes für die Stadt Basel zu bestimmen, wurde eine Evaluationsmethode basierend auf einfachen Ingenieurmodellen entwickelt. Vergleiche mit Versuchsresultaten haben gezeigt, dass die Ergebnisse aus der Evaluationsmethode im Rahmen der für Erdbebenszenarien verlangten Genauigkeit liegen.

Weil das Verhalten von Gebäuden aus unbewehrtem Mauerwerk wenig bis gar nicht erforscht ist, mussten zahlreiche Annahmen zur Anwendung dieser Methode in der Praxis getroffen werden. Weitere und umfassendere Forschungsarbeiten sind notwendig, um diese Wissenslücken zu schließen und die Verlässlichkeit der Evaluationsmethode zu erhöhen.

Die bisherigen Ergebnisse der Untersuchung von Gebäuden in Basel mit der Evaluationsmethode lassen vermuten, daß ein Großteil der vorhandenen Gebäudesubstanz dem Bemessungsbeben der Zone 3a nicht standhalten kann.

Literatur

[1] Applied Technology Council “Earthquake Damage Evaluation Data for California”. ATC-13, Redwood City, California, 1985.

[2] Benedetti D., Pezzoli P.: “Shaking table tests on masonry buildings - Results and comments”. ISMES, Seriate Bergamo Italien, 1996.

[3] European Macroseismic Scale 1998, Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 1998.

[4] Ganz H.R., Thürlimann B.: “Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub”. IBK, ETH Zürich, Bericht Nr. 148, Birkhäuser Verlag, Basel, 1985.

[5] Lang K.: “Seismic vulnerability of existing buildings”. IBK, ETH Zürich, Diss. in Vorbereitung, 2001.

[6] Magenes G., Kingsley G.R., Calvi G.M.: “Static testing of a full-scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response”. Università degli Studi di Pavia, 1995.

[7] SIA 160 (Norm): “Einwirkung auf Tragwerke”. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verien, Zürich, 1989.

[8] SIA 177 (Norm): “Mauerwerk”. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verien, Zürich, 1995.

[9] Zimmerli B., Schwartz J., Schwegler G.: “Mauerwerk - Bemessung und Konstruktion”. Birkhäuser Verlag, Basel, 1999.

Neue Erdbebennormen: Eurocodes und Swisscodes

Thomas Wenk, Zürich

Zusammenfassung

Der aktuelle Stand der Normungsarbeiten auf dem Gebiete der Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben wird zusammengefasst. Nach Abschluss der Zwei-Jahresumfragen zu den Vornormen der Eurocodes hat kürzlich die Überarbeitung in definitive Normen begonnen. Als Beispiel für die zu erwartenden Änderungen beim definitiven Eurocode 8 werden die neuesten Entwicklungen bei der Darstellung der Erdbebeneinwirkung aufgezeigt.

Parallel zu den Normungsarbeiten auf europäischer Ebene läuft seit anderthalb Jahren das Projekt Swisscodes des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (SIA). Voraussichtlich bereits gegen Ende des Jahres 2001 werden die bestehenden SIA-Tragwerksnormen durch eine neue nationale Tragwerksnormengeneration, die Swisscodes, abgelöst werden. Die Swisscodes basieren auf den Prinzipien der Eurocodes. Die Swisscodes sind jedoch wesentlich kürzer und praxistauglicher formuliert. Die besonderen Probleme, die sich bei der Übernahme der Erdbebenbestimmungen des Eurocodes 8 in die Swisscodes ergeben, werden diskutiert.

1 Einleitung

Die europäischen Normungsarbeiten für den Ingenieurbau sind seit Anfang der 90-er Jahre unter Führung des Comité Européen de Normalisation (CEN) im Gang. Bisher sind diese Arbeiten fast ohne Auswirkungen auf die Ingenieurpraxis in der Schweiz geblieben. Ursprünglich wurde mit einem schrittweisen Inkrafttreten der Eurocodes ab dem Jahre 1998 gerechnet. Doch als Folge zahlreicher Verzögerungen im Eurocodes-Zeitplan werden heute die ersten definitiven europäischen Tragwerksnormen frühestens auf das Jahr 2003 erwartet. Das komplette Eurocodes-Programm wird voraussichtlich im Jahre 2010 abgeschlossen sein.

Seit Inkrafttreten der aktuellen SIA-Tragwerksnormen vor 10 Jahren hat sich der Stand der Technik weiterentwickelt. Bei weiteren Verzögerungen der Eurocodes werden die nationalen Normen immer mehr veralten. Mit dem geplanten Übergang auf die Swisscodes gegen Ende des Jahres 2001 werden der Praxis wieder moderne, eurokompatible Tragwerksnormen zur Verfügung gestellt.

2 Erdbebennormen in der Schweiz

In den 50-er Jahren wurde die Einwirkung Erdbeben erstmals in der Schweiz bei der Bemessung von Talsperren berücksichtigt [1]. Fast 20 Jahre später sind, unter Anderem als Folge der starken internationalen Entwicklung des Erdbebeningenieurwesens, die ersten Erdbebenbestimmungen der Schweiz für normale Bauwerke als Ausgabe 1970 der Norm SIA 160 erlassen worden [2]. Während den Vorbereitungsarbeiten für diese Normrevision ereigneten sich am 17.2.1964 und 14.3.1964 die beiden Schadenbeben von Sarnen OW mit je Intensität VII [3], die sicher die relativ rasche Einführung erster Erdbebenbestimmungen im Jahre 1970 begünstigten. Einzig rechnerische Vorschriften zur Berücksichtigung einer horizontalen Ersatzkraft unabhängig von Grundfrequenz und Bauweise waren damals vorgesehen. Nach weiteren fünf Jahren erschienen ergänzende konstruktive Bestimmungen in Form der Empfehlung SIA 160/2 „Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebenwirkung“ [4]. Diese Empfehlung fand leider in der Praxis wenig Beachtung.

Im Jahre 1989 wurden die Erdbebenbestimmungen von [2] und [4] durch eine neue Ausgabe der Norm SIA 160 [5] ersetzt. In dieser heute noch gültigen Ausgabe 1989 der Norm SIA 160 sind der Einwirkung Erdbeben insgesamt elf Seiten gewidmet. Wichtige Konzepte des modernen Erdbebeningenieurwesens wie Bauwerksklassen, konzeptionelle und konstruktive Massnahmen des erdbebengerechten Entwurfs, Antwortspektren und Reduktionsfaktoren in Abhängigkeit der Bauweise wurden eingeführt. Die sogenannten Norm-Schadenbilder, die für jede Bauwerksklasse die zu erwartenden Schäden unter dem Bemessungsbeben beschreiben [6], können als frühe Umsetzung des in der Zwischenzeit aufgekommenen „Performance Based Design“ betrachtet werden.

Die Erdbebenbestimmungen der Ausgabe 1989 der Norm SIA 160 sind rechtsverbindliche Vorschriften, die bei allen Bauwerken in der Schweiz einzuhalten sind [7]. In den meisten Kantonen ergibt sich die Rechtsverbindlichkeit aufgrund sogenannter Generalklauseln im kantonalen Baurecht. In einigen wenigen Kantonen wird deren Einhaltung durch einen direkten gesetzlichen Verweis auf die Tragwerksnormen des SIA vorgeschrieben [8]. Die Erdbebenbestimmungen der Norm SIA 160 sind als Minimalvorschriften zu betrachten, deren primäres Ziel die Begrenzung der Schäden ist. Unter der Wirkung des Bemessungsbeben mit 400-jähriger Wiederkehrperiode sollen die in den Norm-Schadenbildern beschriebenen Schäden nicht überschritten werden. Für seltenere grössere Ereignisse ist jedoch mit schwereren Schäden zu rechnen. Gegenüber der Ausgabe 1970 der Norm SIA 160 brachte die Ausgabe 1989 je nach Bauwerksklassen, Bauweise und Gefährdungszone eine erhebliche Verschärfung der zu berücksichtigen Erdbebenkräfte [9].

3 Eurocodes

3.1 Europäische Vornormen ENV

Auf europäischer Ebene ist dem Erdbeben ein eigener Eurocode gewidmet: der Eurocode 8 „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“. Vor der Herausgabe der Eurocodes als definitive Europäische Normen (EN) werden sogenannte Europäische Vornormen (ENV) erarbeitet und zur probeweise Anwendung freigegeben. Die acht Teile des Eurocodes 8 (siehe Tabelle 1) sind in den letzten Jahren als Europäische Vornomen, versehen mit einem Nationalen Vorwort, durch den SIA herausgegeben worden [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17]. Im Nationalen Vorwort wird jeweils festgehalten, dass diese Europäischen Vornormen die nationalen Normen nicht ersetzen. Ferner wird darauf hingewiesen, dass die Norm SIA 160 weiterhin die geeignete Grundlage für die Erdbebenbemessung in der Schweiz bleibt.

Um die probeweise Anwendung der Europäischen Vornormen überhaupt zu ermöglichen, hat die Arbeitsgruppe Erdbeben der Normkommission SIA 160 ein Nationales Anwendungsdokument (NAD) [18] erarbeitet. Darin sind z.B. die Erdbebengefährdungszonen mit den zugehörigen Bodenbeschleunigungswerten festgelegt, die in den Europäischen Vornormen fehlen. Für die Ausarbeitung der NAD wurden die Leitlinien der übergeordneten SIA-Normengremien befolgt, nämlich sich auf ein Minimum zu beschränken und keine verkappte Normrevision durchzuführen. Praktisch bedeutete dies, vorhandene Lücken in den Europäischen Vornormen nach Möglichkeit durch Übernahme entsprechender Bestimmungen aus der Norm SIA 160 zu füllen.

Die praktische Anwendung der Europäischen Vornormen in Verbindung mit dem NAD für die Erdbebenbemessung von Bauwerken in der Schweiz ist nur dem erfahrenen Spezialisten zu empfehlen, da die entsprechenden Dokumente sehr umfangreich und teilweise widersprüchlich sind (siehe rechte Spalte in Tabelle 1). Erschwerend wirkt ferner, dass kein Normkommentar und keine Bemessungsbeispiele zur Verfügung stehen. Im Falle von speziellen Bauwerken, wie z.B. Silos und Tanks, die in der Norm SIA 160 nicht oder nur ungenügend geregelt sind, kann jedoch eine Konsultation der Europäischen Vornormen sinnvoll sein.

ENV-Nr.	Titel	Anzahl Seiten
ENV 1998-1-1	Grundlagen - Erdbebeneinwirkung und allgemeine Anforderungen an Bauwerke	20
ENV 1998-1-2	Grundlagen - Allgemeine Regeln für Hochbauten	33
ENV 1998-1-3	Grundlagen - Baustoffspezifische Regeln für Hochbauten	95
ENV 1998-1-4	Grundlagen - Verstärkung und Instandsetzung von Hochbauten	84
ENV 1998-2	Brücken	68
ENV 1998-3	Türme, Maste und Schornsteine	24
ENV 1998-4	Silos, Tanks und Rohrleitungen	65
ENV 1998-5	Gründungen, Stützbauwerke	27
SIA 460.800	Nationales Anwendungsdokument (NAD) zum Eurocode 8	8

Tabelle 1: Gliederung und Umfang der Europäischen Vornormen (ENV) und des Nationalen Anwendungsdokumentes (NAD) des Eurocodes 8

3.2 Zwei-Jahresumfrage

Nachdem die Europäischen Vornormen ENV in den drei Sprachen Deutsch, Englisch und Französisch erschienen sind, jedoch mindestens zwei Jahre nach der Erstpublikation auf Englisch, sieht das CEN-Normungsverfahren die sogenannte Zwei-Jahresumfrage (Two-Year-Enquiry) vor. Jedes der 19 CEN-Mitgliedsländer stimmt schriftlich über das weitere Vorgehen bezüglich einer ENV ab. Dabei stehen die folgenden fünf Optionen zur Auswahl [19]:

1a) Ohne Überarbeitung in eine EN umwandeln

1b) Mit Überarbeitung durch einen technischen Ausschuss in eine EN umwandeln

2) Durch eine überarbeitete ENV vorbereitet durch einen technischen Ausschuss ersetzen

3) Lebensdauer der ENV um zwei Jahre verlängern

4) ENV zurückziehen

Bei den bisherigen sieben Zwei-Jahresumfragen zu den ENV's des Eurocodes 8 stimmte jeweils eine klare Mehrheit für die Variante 1b „Mit Überarbeitung durch einen technischen Ausschuss in eine EN umwandeln". Auch bei der letzten noch ausstehenden Zwei-Jahresumfrage für den Teil 4, Silos, Tanks und Rohrleitungen, ist auf Ende 2000 mit dem gleichen Abstimmungsresultat zu rechnen. Diese relativ positiven Abstimmungsresultate sind in erster Linie darauf zurückzuführen, dass diejenigen Länder, die an den Beratungen des Subcommittee CEN/TC250/SC8 für den Eurocode 8 regelmässig nicht teilgenommen haben, in der Zwei-Jahresumfrage praktisch ausschliesslich für die erwähnte Variante 1b votiert haben. Es handelt sich dabei überwiegend um Länder niedriger Seismizität mit geringem Interesse am Eurocode 8. Unter den aktiven Ländern beim Eurocode 8 stimmte eine starke Minderheit für Variante 3 „Lebensdauer der ENV um zwei Jahre verlängern", um vor der Umwandlung in eine EN noch mehr Erfahrungen mit praktischen Anwendungen zu sammeln. Beim stark umstrittenen Teil 1-4 „Verstärkung und Instandsetzung von Hochbauten" waren Belgien, Frankreich und die Schweiz für die Variante 2 „durch eine überarbeitete ENV vorbereitet durch einen technischen Ausschuss ersetzen". Es besteht bei diesen drei Ländern die Befürchtung, dass eine Umwandlung in einem Schritt in eine EN nicht zum Erfolg führen wird, da die vorliegende ENV 1998-1-4 zu weit von einem brauchbaren Normtext entfernt ist [9].

3.3 Umwandlung der Europäische Vornormen ENV in Europäische Normen EN

Nach den mehrheitlich positiven Resultaten der bisherigen Zwei-Jahresumfragen zum Eurocode 8 sind durch die zuständigen CEN-Organe sechs technische Ausschüsse (Project Teams) für die Umwandlung der ENV in EN gebildet worden. Die ersten Project Teams haben ihre Arbeiten bereits im Jahre 1999 aufgenommen. Mit der Veröffentlichung des Eurocodes 8 als definitive EN kann frühestens im Jahre 2003 gerechnet werden.

Der Terminplan für den Teil Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Hochbauten des Eurocodes 8 ist in Tabelle 2 dargestellt. Die bisherigen drei

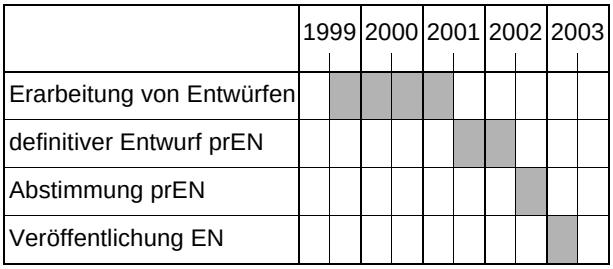


Tabelle 2: Terminplan für die Umwandlung des Teils Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Hochbauten des Eurocodes 8 (ENV 1998-1-1, 1998-1-2 und 1998-1-3 in EN 1998-1)

eigenständigen Vornormen ENV 1998-1-1, 1998-1-2 und 1998-1-3 zu diesen Themen sollen in die geplante EN 1998-1 zusammengelegt werden. Mit dieser Zusammenlegung erhofft man sich eine gewisse Verbesserung der Benützerfreundlichkeit des Eurocodes 8. Nach Zeitplan wird der definitive Entwurf prEN 1998-1 bis Mitte 2002 im Subcommittee CEN/TC250/SC8 verabschiedet sein. Die bisherigen Beratungen zeigten, dass vor allem die Regelung der Erdbebeneinwirkung (siehe Abschnitt 3.4) und die konstruktiven Vorschriften für den Stahlbeton umstritten sind. Um eine schrittweise Annäherung der stark unterschiedlichen nationalen Standpunkte zu erzielen, ist die Ausarbeitung von insgesamt drei Entwürfen bis Ende 2001 vorgesehen, zu denen nationale Stellungnahmen abgegeben werden können.

Die Terminpläne für die übrigen Teile des Eurocodes 8 folgen den entsprechenden Vorgaben für den Teil 1 mit einer zeitlichen Verzögerung von 6 bis 18 Monaten. Tabelle 3 zeigt die entsprechenden Termine für den Teil Brücken des Eurocodes 8.

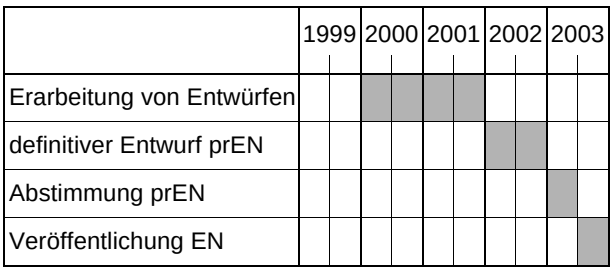


Tabelle 3: Terminplan für die Umwandlung des Teils Brücken des Eurocodes 8 (ENV 1998-2 in EN 1998-2)

3.4 Änderungen bei der Erdbebeneinwirkung

Als Beispiel für die zu erwartenden Änderungen in einem sich stark im Fluss befindlichen Kapitel des Eurocodes 8 wird die Entwicklung bei der Erdbebeneinwirkung hier vorgestellt. Zwar hat sich die Darstellung der Erdbebeneinwirkung als elastische Antwortspektren der Beschleunigung für 5% äquivalente viskose Dämpfung gegenüber der Norm SIA 160 nicht verändert, doch werden Form und

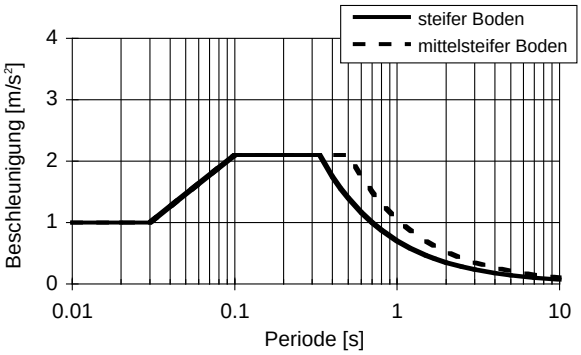


Bild 1: Elastische Antwortspektren der Beschleunigung für Zone 2 aus der Norm SIA 160 [5] (a_g = 1m/s^2, ζ = 5%)

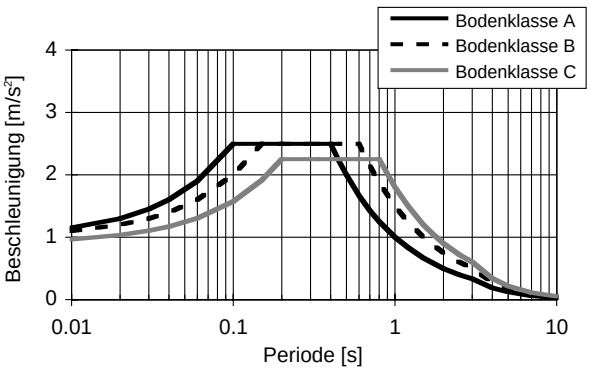


Bild 2: Elastische Antwortspektren der Beschleunigung für Zone 2 aus den Vornormen des Eurocodes 8 [10] in Verbindung mit dem NAD [18] (a_g = 1m/s^2, ζ = 5%)

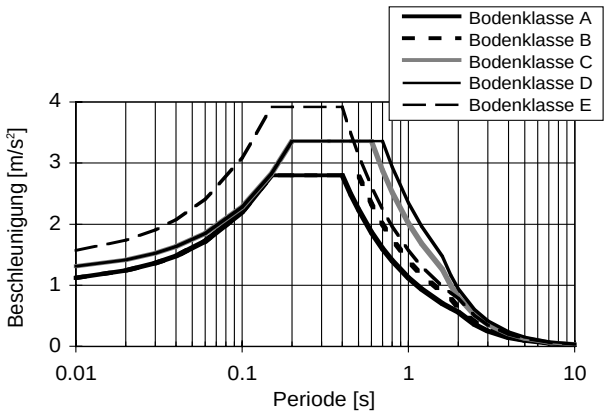


Bild 3: Elastische Antwortspektren der Beschleunigung für Zone 2 aus einem internen Vorentwurf der prEN 1998-1 [20] (a_g = 1m/s^2, ζ = 5%)

Anzahl der Spektren unterschiedlich sein. In den letzten 20 Jahren konnten grosse Fortschritte in der Beschreibung der zu erwartenden Bodenbewegung erzielt werden. Dies ist unter anderem auf die grosse Anzahl von Starkbebenaufzeichnungen der Bodenbewegung, die weltweit während den starken Erdbeben dieser Periode gewonnen werden

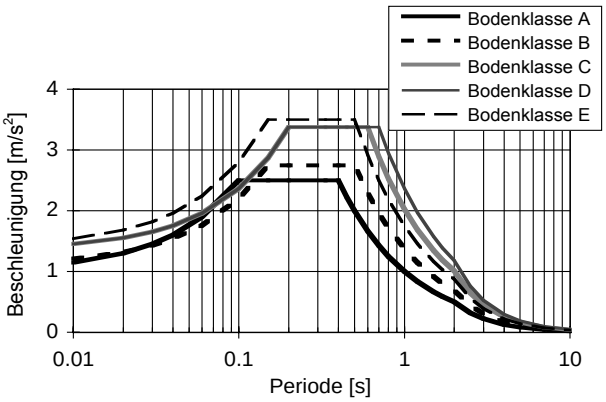


Bild 4: Elastische Antwortspektren der Beschleunigung für Zone 2 aus dem 1. Entwurf der prEN 1998-1 [21] (a_g = 1m/s^2, ζ = 5%)

konnte, zurückzuführen. Die Umsetzung der Forschungsresultate in die Normung lässt vereinfachend zwei Entwicklungstrends bei den Antwortspektren erkennen:

1. Es werden immer mehr Baugrundklassen mit unterschiedlichen Antwortspektren eingeführt.
2. Die Beschleunigungswerte im Bereich konstanter Beschleunigung der Antwortspektren steigen immer stärker an.

Die Bilder 1 bis 4 zeigen diese Entwicklungen für die heutige Zone 2 der Norm SIA 160 entsprechend einer Referenzbodenbeschleunigung (effektive Bodenbeschleunigung) von 1 m/s^2 und für eine viskose Dämpfung von ζ = 5%. Eine allfällige Erhöhung der Bodenbeschleunigung als Folge neuerer Forschungsergebnisse ist dabei nicht berücksichtigt (siehe Abschnitt 4.3), sondern alle Spektren gehen von dem gleichen Referenzwert von 1 m/s^2 aus.

Der erste Trend ergibt sich durch das Anwachsen der Anzahl Spektren von zwei in Bild 1 auf fünf in den Bildern 3 und 4. In der Norm SIA 160 werden nur für zwei Baugrundklasssen, steifer und mittelsteifer Boden, Beschleunigungsspektren vorgegeben. Für weiche Böden sind spezielle boden-dynamische Untersuchungen zur Festlegung der Erdbebeneinwirkung erforderlich. In den Vornormen des Eurocodes 8 wird auch für weiche Böden (Bodenklasse C) ein Antwortspektrum normiert. Die Zahl der Baugrundklassen steigt damit auf drei an (Bild 2). In der Umwandlungsphase von ENV auf EN des Eurocodes 8 ist die Zahl der Baugrundklassen bisher von drei auf sieben angestiegen, wobei für die fünf Baugrundklassen A bis E Antwortspektren in der Norm vorgegeben sind, während für die restlichen zwei (Baugrundklassen S1 und S2) spezielle bodendynamische Untersuchungen erforderlich sind (Bilder 3 und 4). Die vorgesehene Einteilung der Baugrundklassen ist in Tabelle 4 zusammengestellt.

Baugrundklasse	Beschreibung des Baugrundprofils	Scherwellengeschwindigkeit
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formationen mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche.	> 800 m/s
B	Ablagerungen von sehr steifem Sand, Kies oder hochverdichtetem Ton mit einer Mächtigkeit von mehreren zehn m.	360 - 800 m/s
C	Tiefe Ablagerungen von steifem oder mittelsteifem Sand, Kies oder Ton mit einer Mächtigkeit von mehreren zehn bis mehreren hundert m.	180 - 360 m/s
D	Ablagerungen von weichen bis mittelsteifen nichtbindigen Böden (mit oder ohne einige weiche bindige Schichten).	< 180 m/s
E	Alluviale Oberflächenschicht der Bodenklasse C oder D mit einer Mächtigkeit zwischen 5 und 20 m über einer steiferen Schicht mit einer Scherwellengeschwindigkeit > 800 m/s.	
S1	Ablagerungen, die weiche Tone/Schluff mit hohem Plastizitätsindex (PI > 40) und hohem Wassergehalt und einer Schichtstärke von mindestens 10 m enthalten.	< 100 m/s
S2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden oder Böden, die nicht in die Baugrundklassen A bis E oder S1 eingeteilt werden können.	

Tabelle 4: Baugrundklassen aus dem 1. Entwurf der prEN 1998-1 [21]

Der zweite Trend zeigt sich im Anwachsen des Maximalwertes der Spektralbeschleunigung von gut 2 m/s^2 in der heutigen Norm SIA 160 (Bild 1) auf etwa 3.5 m/s^2 beim neuesten Entwurf des Eurocodes 8 (Bild 4). Während in der Vornorm des Eurocodes 8 für weichere Böden gleiche oder geringfügig kleinere Beschleunigungswerte gegenüber Fels normiert wurden (Bild 2), hat sich die Situation aufgrund neuer Erkenntnisse gerade umgekehrt. Auf alluvialen Ablagerungen ist mit bis zu 1.4-fachen Beschleunigungen gegenüber Fels zu rechnen (Bild 4). Andererseits sind die neuen Beschleunigungswerte für grössere Schwingperioden ab 2 s eher kleiner als bisher. Die neue Spektrenform wird sich vor allem bei Wohnbauten mit vielen tragenden Mauerwerkswänden bis zu etwa fünf Stockwerken ungünstig auswirken, während bei höheren Skelettbauten mit Stahlbetontragwänden auch die neuen Erdbebenkräfte problemlos abgetragen werden können, wenn die Steifigkeit der Stahlbetontragwände realistisch abgeschätzt wird [22].

4 Swisscodes

4.1 Motivation und Zielsetzung

Die Koordinationskommission für Tragwerksnormen (KTN) des SIA befasste sich frühzeitig mit der Problematik der Einführung der definitiven Eurocodes (EN) in der Schweiz. Aufgrund der bisherigen Erfahrungen muss damit gerechnet werden, dass etwa 100 EN aus dem Bereich der Tragwerksnormen und der zugehörigen Materialnormen ab 2001 über einen Zeitraum von ca. 10 Jahren unkoordiniert vom CEN publiziert werden. Als Ausweg aus den zu erwartenden aufwendigen Koordinationsproblemen könnte das Inkrafttreten der Eurocodes möglichst lange herausgezögert werden, bis etwa im Jahre 2010 alle Dokumente verfügbar sind. Während dieser Zeit würden die bestehenden nationalen Tragwerksnormen jedoch immer mehr veralten und müssten infolgedessen mit beträchtlichem Aufwand unterhalten werden.



Bild 5: Die Swisscodes sollen anwenderfreundlich in nur einem Ordner die Prinzipien der äusserst umfangreichen Eurocodes zur Verfügung stellen [23]

Als Alternative entwickelte die KTN auf Vorschlag von Prof. Dr. P. Marti das Projekt Swisscodes. Bis zur Einführung der Eurocodes soll als Zwischenschritt ein kohärentes nationales Normenwerk erstellt werden, das die wesentlichen Prinzipien der Eurocodes übernimmt und gleichzeitig die bewährte Normentradition des SIA weiterführt, die sich durch Kürze, Praxistauglichkeit und einen hohen Informationsgehalt auszeichnet [23]. Anstelle einer Vielzahl von Dokumenten sollen die Swisscodes in einem einzigen Ordner die allgemeinen Grundlagen und die Bestimmungen des Hoch- und Brückenbaus übersichtlich zusammenfassen (Bild 5).

4.2 Termine, Kosten und Finanzierung

Der Terminplan für die Erarbeitung der Swisscodes ist sehr knapp berechnet (Tabelle 5). Die Swisscodes sollen möglichst rasch fertiggestellt werden, um nach Möglichkeit auf die laufende Umwandlung von ENV in EN auf europäischem Niveau fundiert Einfluss nehmen zu können. Als Folge gewisser Verzögerungen in der bisherigen Bearbeitung ist die externe Vernehmlassung auf das Frühjahr 2001 vorgesehen [25]. Der geplante Endtermin und damit die Inkraftsetzung scheint im gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht gefährdet [25].

Die gesamten Kosten des Projektes Swisscodes werden auf rund 7 Mio. CHF veranschlagt, davon sollen rund ein Drittel im Volontariat erbracht werden. Beim offiziellen Start des Projektes Swisscodes im Dezember 1998 waren rund 80% der erforderlichen Finanzierung zugesichert worden, d.h. fast 4 Mio. CHF [24].

	1998		1999		2000		2001	
Vorarbeiten	■	■						
Entwurf		■	■	■	■			
Überarbeitung / Übersetzung					■	■	■	
Schlussredaktion / Veröffent.							■	■

Tabelle 5: Terminplan für die Erarbeitung der Swisscodes [23]

4.3 Erdbeben

Die Entwurfsarbeiten zu den Erdbebenbestimmungen der Swisscodes sind zur Zeit noch im vollen Gange. Die folgenden Ausführungen müssen sich deshalb auf einige grundsätzliche Überlegungen beschränken. Ausgearbeitete Entwürfe können zum jetzigen Zeitpunkt noch keine präsentiert werden.

Die Gliederung der Swisscodes orientiert sich im Prinzip an den Eurocodes. In den ersten Veröffentlichungen zu den Swisscodes war aus diesem Grund der Einwirkung Erdbeben ein separater Swisscode „8. Erdbebengerechtes Bauen“ analog zum Eurocode 8 vorgesehen [23]. Ob diese Lösung der primären Zielsetzung der Swisscodes, praxistaugliche und anwenderfreundliche Tragwerksnormen zur Verfügung zu stellen, nachkommt, muss als fraglich bezeichnet werden. Ein selbständiges Dokument könnte sich nämlich für die Erdbebensicherung in der Schweiz kontraproduktiv erweisen, da die Gefahr bestünde, dass dieses Dokument in der Praxis ungenügend beachtet würde. Gegenüber der heutigen Gliederung der Tragwerksnormen würde das Erdbeben in der allgemeinen Einwirkungsnorm (Swisscode 1) nicht mehr erwähnt. Dies könnte zur falschen Folgerung führen, dass die Erdbebeneinwirkung nur noch in besonderen Fällen berücksichtigt werden muss.

Als Alternative bietet sich die Integration der Erdbebenbestimmungen in die einzelnen Swisscodes an. Dies bedeutet insbesondere, dass die baustoffspezifischen Regeln aus dem Teil 1-3 des Eurocodes 8 in die Swisscodes der entsprechenden Baustoffe einzuarbeiten sind. Diese Integration bietet die Chance, eine anwenderfreundliche Lösung auszuarbeiten und gleichzeitig bestehende Widersprüchlichkeiten zwischen Eurocode 8 und den übrigen Eurocodes zu eliminieren. Gerade die fehlende Integration der baustoffspezifischen Regeln des Eurocodes 8 erschwert dessen Anwendung stark. In der aktuellen Entwurfsphase der Swisscodes steht die zweitgenannte Integrationslösung für die Erdbebenbestimmungen im Vordergrund.

Die Erdbebenzonenkarte der heutigen Norm SIA 160 basiert auf Arbeiten aus den 70-er Jahren [26]. Neuere Gefährdungskarten aus den 90-er Jahren weisen im Allgemeinen eine etwas höhere Erdbebengefährdung für die Schweiz aus [27], [28]. Im Rahmen eines laufenden Forschungsprojektes der ETH Zürich wird eine neue Gefährdungskarte für die Schweiz erarbeitet [29]. Ob die zukünftige Erdbebenzonenkarte der Swisscodes an die neuen Gefährdungskarten angepasst wird oder ob die bestehende Erdbebenzonenkarte aus der Norm SIA 160 übernommen wird, ist heute noch offen. Wünschenswert wäre auch einen ersten Schritt in Richtung Mikrozonierung zu vollziehen.

Es ist vorgesehen, die sich abzeichnenden Änderungen des Eurocodes 8 in der Umwandlungsphase von ENV zu EN soweit wie möglich in den Swisscodes zu berücksichtigen. Dies gilt insbesonder bezüglich der Erdbebeneinwirkung, wo die neuen Antwortspektren der Beschleunigung zusammen mit der neuen Baugrundklassierung

des 1. Entwurfs der prEN 1998-1 voraussichtlich in die Swisscodes integriert werden (siehe Abschnitt 3.4).

5 Ausblick

In knapp zwei Jahren werden die Swisscodes die heutigen Tragwerksnormen in der Schweiz ersetzen. Die zu berücksichtigende Erdbebeneinwirkung wird sich generell erhöhen. Wer wie bisher konventionell bemisst, wird je nach Fall mit einem erheblichen Mehraufwand an Baumaterialien rechnen müssen. Die neuen Möglichkeiten des duktilen, erdbebengerechten Bauens werden es jedoch erlauben, die höhere Erdbebeneinwirkung ohne Mehraufwand zu übernehmen. Während der Einführungsphase der Swisscodes werden besondere Anstrengungen für die Ausbildung der in der Praxis tätigen Fachleute in erdbebengerechtem Entwurf und Bemessung erforderlich sein.

6 Literatur

[1] Biedermann R.: Stauanlagen und Erdbeben: Die Aufgabe der Überwachungsorgane des Bundes. Tagungsband des Symposiums „Erdbeben - Risikoerfassung, Schadenminderung, Hilfe“ vom 7.-10. April 1986 in Brig. AKU-Druck Zürich 1987.

[2] Norm SIA 160: Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1970.

[3] Mayer-Rosa D.: Erdbeben - Entstehung, Risiko und Hilfe. Nationale Schweizerische UNESCO-Kommission und Schweizerische Geophysikalische Kommission, Bern 1986.

[4] Empfehlung SIA 160/2: Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebenwirkung. Empfehlung zu Art. 22 der Norm SIA 160 (1970). Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1975.

[5] Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1989.

[6] Bachmann H. et al.: Die Erdbebenbestimmungen der Norm SIA 160. Dokumentation D 044. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1989.

[7] Schumacher R.: Zur rechtlichen Verantwortung für die Erdbebensicherung von Bauwerken. SGEB-Tagung „Erdbebenvorsorge in der Schweiz, Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken“. SIA-Dokumentation D0162. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2000.

[8] Bachmann H., Darbre G.R., Deichmann N., Koller M.G., Studer J.A., Tiniç S., Tissières P., Wenk T., Wieland M., Zwicky P.: Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung von Bauwerken in der Schweiz. SIA-Dokumentation D0150. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1998

[9] Wenk T.: Erdbebensicherung bestehender Bauwerke nach verschiedenen Normen. Tagungsband der DACH-Tagung „Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik“, SIA-Dokumentation D0145. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, Sept. 1997.

[10] Norm SIA V160.811. Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1-1: Grundlagen - Erdbebeneinwirkung und allgemeine Anforderungen an Bauwerke. Europäische Vornorm ENV 1998-1-1. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1997.

[11] Norm SIA V160.812. Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1-2: Grundlagen - Allgemeine Regeln für Hochbauten. Europäische Vornorm ENV 1998-1-2. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1997.

[12] Norm SIA V160.813. Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1-3: Grundlagen - Baustoffspezifische Regeln für Hochbauten. Europäische Vornorm ENV 1998-1-3. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1997.

[13] Norm SIA V180.814 Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1-4: Grundlagen - Verstärkung und Instandsetzung von Hochbauten. Europäische Vornorm ENV 1998-1-4, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1999.

[14] Norm SIA V160.820. Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 2 Brükken. Europäische Vornorm ENV 1998-2. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1998.

[15] Norm SIA V160.830. Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 3 Türme, Maste und Schornsteine. Europäische Vornorm ENV 1998-3. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1999.

[16] Norm SIA V160.840. Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 4 Silos, Tanks und Rohrleitungen. Europäische Vornorm ENV 1998-4. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2000.

[17] Norm SIA V160.850. Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 5 Gründungen, Stützbauwerke. Europäische Vornorm ENV 1998-5. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1997

[18] Norm SIA 460.000: Nationale Anwendungsdokumente zu den Europäischen Vornormen für den Konstruktiven Ingenieurbau (Eurocodes). Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1997.

[19] CEN/CENELEC-Geschäftsordnung. Teil 2: Gemeinsame Regeln für die Normungsarbeit. Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel 1994.

[20] Sabetta F.: Elastic Response Spectra for Eurocode 8. Interner Bericht. Servizio Sismico Nationale, Rom 1999.

[21] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seimic Actions and Rules for Buildings, prEN 1998-1, Draft 1, May 2000. Document CEN/ TC250/SC8/N269. Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel 2000.

[22] Dazio A.: Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung. Diss. ETH Nr. 13739, ETH Zürich 2000.

[23] Swisscodes: Eurokompatible Tragwerksnormen für die Schweiz. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1998.

[24] Marti P.: Swisscodes - 1. Zwischenbericht. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 42, S. 934, Zürich 1999.

[25] Marti P.: Swisscodes - 2. Zwischenbericht. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 20, S. 458, Zürich 2000.

[26] Sägesser R., Mayer-Rosa D.: Erdbebengefährdung in der Schweiz. Schweizerische Bauzeitung, Nr. 7, Zürich 1978.

[27] Grünthal G., Mayer-Rosa D., Lenhardt W.: Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten Deutschland, Oesterreich, Schweiz. Bautechnik, Vol. 17, Nr. 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1998.

[28] Giardini et al.: The Global Seismic Hazard Assessment Programm (GSHAP). Annali di geofisica, Rom 1999.

[29] Fäh D., Bachmann H., Bay F., Becker A., Giardini D., Huggenberg P., Kind F., Lang K., Mayer-Rosa D., Noack T., Sellami S., Wenk T.: Earthquake Scenarios For Switzerland. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering in Auckland NZ, A.A. Balkema, Rotterdam 2000.

Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude: Risiken abschätzen und Prioritäten setzen

Jörg Schneider, Zürich

Zusammenfassung

Es ist zweifellos richtig, neue Bauwerke nach den gültigen Erdbebennormen zu bemessen. Es wäre jedoch in vielen Fällen viel zu teuer, an bestehende Bauwerke die gleiche Forderung zu stellen. Man muss sich hier vielmehr auf Risikoabschätzungen einlassen und als akzeptierbar erkannte Risiken ganz bewusst auch akzeptieren. Und wo die Risiken aus Erdbeben zu hoch erscheinen, muss man die Rettungseffizienz möglicher Sicherungsmassnahmen untersuchen und die Prioritäten entsprechend setzen.

Was unter den hier aufgeführten Begriffen zu verstehen ist, soll in der Folge in aller Kürze dargelegt werden.

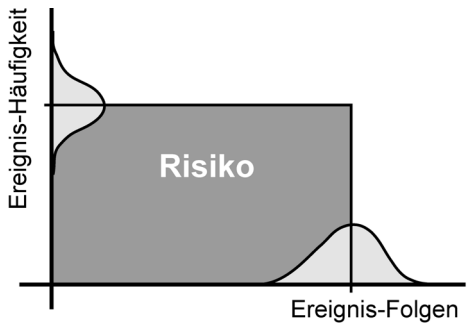
1 Einleitung

Eins ist zweifellos richtig: neue Bauwerke sind nach den gültigen Erdbebennormen zu bemessen. Das kostet insbesondere dann nicht viel, wenn das Bauwerkskonzept einigen wenigen einfachen Regeln gerecht wird. Im Hochbau wäre dies in erster Linie Sache des Architekten. Bis der Ingenieur ins Spiel kommt, hat der Architekt jedoch mangels Einsicht und Kenntnis oft schon die entscheidenden konzeptionellen Fehler gemacht. Und die sind in dieser Phase bekanntlich kaum noch rückgängig zu machen. Dem Ingenieur bleibt dann nur noch mit oft aufwendigen Massnahmen die möglichen Folgen der konzeptionellen Fehler zu mildern. Man müsste also versuchen die Architekten anzusprechen und zu überzeugen und nicht in erster Linie die Ingenieure.

Ein anderes allerdings ist meine feste Überzeugung: bei der Beurteilung bestehender Bauwerke darf man – im Sinne einer pragmatischen Vorgehensweise – durchaus rasch prüfen, ob das betrachtete Bauwerk den heute gültigen Erdbebennormen gerecht wird, man darf aber deren Einhaltung nicht fordern. Das wäre in vielen Fällen mit übergrossem Aufwand verbunden und daher viel zu teuer. Hier muss man sich auf Risikoabschätzungen einlassen und akzeptable Risiken ganz bewusst auch akzeptieren. Und wo Risiken zu hoch erscheinen, muss man die Rettungseffizienz der möglichen Sicherungsmassnahmen abschätzen und die Prioritäten entsprechend setzen.

2 Risiken aus Erdbeben

Der Begriff *Risiko* wird in technischen Zusammenhängen in der Regel als Funktion der *Folgen* eines möglichen Schadenereignisses und der Ereignis-*Häufigkeit* verstanden. Die einfachste Funktion zur Verknüpfung entsprechender Zahlenwerte ist das Produkt dieser Grössen. In Figur 1 zeigt sich deshalb Risiko als ein Rechteck, aufgespannt durch die sog. Erwartungswerte dieser beiden Grössen.

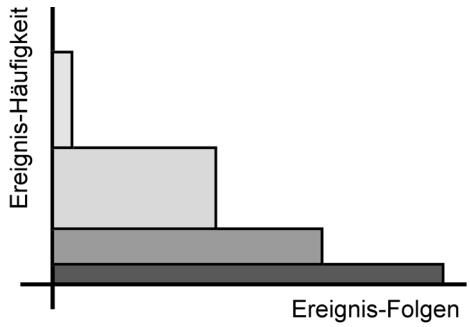


Figur 1: Risiko

Als Ereignis ist hier zunächst ein Erdbeben einer bestimmten Intensität (z.B. VIII) zu verstehen. Die Wahrscheinlichkeit eines solchen Erdbebens – oder besser dessen Häufigkeit, als Wahrscheinlichkeit pro Zeiteinheit, z.B. pro Jahr verstanden – ist nicht genau bekannt. Auch die Folgen eines solchen Erdbebens sind nicht genau bezifferbar. Beide, Häufigkeit und Folgen, sind sogenannte *unscharfe Grössen*, die insbesondere für seltene Ereignisse statistisch nur schwach untermauert sind. Diese Tatsache ist in Figur 1 mit den sog. Verteilungsdichten für Häufigkeiten und Folgen angedeutet. Natürlich ist – wenn schon die Ausgangsgrössen unscharf sind – auch die Grösse des Risikos unscharf. Das gilt es beim Vergleich von Risiken und beim Fällen von Entscheidungen zu beachten.

Natürlich sind die Folgen eines Erdbebens nicht nur eine Frage der Erdbebenintensität, sondern eine Funktion vieler Einflüsse, darunter vor allem auch die lokalen Eigenschaften des Baugrunds und die vielfältigen Charakteristiken des Tragwerks. Darauf werden die folgenden Referate noch näher eingehen.

Schwere Erdbeben haben grosse Folgen, sind aber sehr selten. Sie bilden sich in Figur 1 als liegende Rechtecke ab. Schwache Erdbeben hingegen haben keine oder nur bescheidene Folgen, sind jedoch vergleichsweise häufig und zeigen sich in der Figur als schmales hohes Rechteck. Das Erdbebenrisiko ergibt sich als Integral über alle möglichen Intensitäten, oder – vereinfacht – als Summe der Risiken aus den massgebenden schadenerzeugenden Beben. Im Hinblick auf Personenschäden sind dies die Erdbeben der Intensitäten VII bis X. Dieser Summe entspricht ein Aufeinandertürmen entsprechender Rechtecke, wie das Figur 2 zeigt. Natürlich liegen mehrere Zehnerpotenzen zwischen den Extremen von Häufigkeit und Folgen. Deshalb werden die Axen des Diagramms in der Regel in logarithmischem Massstab geteilt.



Figur 2: Überlagerung von Risiken

Was bei dieser Überlagerung entsteht, ist die typische Treppenlinie, die das Gesamtrisiko nach Häufigkeit von Ereignissen und Schwere der Folgen beschreibt.

3 Akzeptierbare Personenrisiken

Man unterscheidet in erster Linie zwischen *Personenrisiken* und *Sachschadenrisiken*. Im Vordergrund stehen, zumindest schon aus ethischen und rechtlichen Gründen, die Personenrisiken. In der Regel werden diese am Todesfallrisiko gemessen. Das hat seine Gründe: Zum einen sind Todesfälle eindeutig und einfach zählbar im Gegensatz zu mehr oder weniger schweren Verletzungen, zum anderen steht die Anzahl der Toten oft in einem bestimmten, mehr oder weniger konstanten Verhältnis zur Zahl der Verletzten. In der Folge steht hier das Todesfallrisiko stellvertretend für das Gesamtrisiko bezüglich Leib und Leben.

Figur 3 zeigt Beispiele für mittlere individuelle Todesfallrisiken (IR). Es handelt sich um runde Zahlen, die im wesentlichen für die Schweiz zutreffen. Eine Fülle weiterer solcher Daten findet sich in [1] und [2].

Mittlere Todesfallrisiken pro Jahr und pro 100’000 Personen	
Über alles:	
110	25-jährig
100	35-jährig
300	45-jährig
800	55-jährig
2000	65-jährig
5000	75-jährig
Berufsrisiken:	
100	Holzfällen, Holztransport
90	Fortsbetrieb
50	Bauarbeiter auf Baustelle
15	Chemische Industrie
10	Mechanische Fabrik
5	Büroarbeit
Vermischte Risiken:	
400	20 Zigaretten pro Tag
300	1 Flasche Wein pro Tag
150	sportl. Motorradfahren
100	Deltafliegen als Hobby
20	Autofahren (20-24 jährige)
10	Fussgänger, Haushalt
10	10’000 km Fahrt mit PW
5	Bergwandern
3	10’000 km Autobahn
1	Flugzeugabsturz pro Flug
1	Brand in Gebäuden
1	10’000 km mit der Bahn
0.2	Tod durch Erdbeben (Kalifornien)
0.1	Tod durch Blitzschlag

Figur 3: Individuelle Todesfallrisiken

Deutlich dominieren die im wesentlichen altersabhängigen Risiken, insbesondere natürlich für ältere Menschen. Diesem quasi natürlichen Risiko überlagern sich die recht unterschiedlichen Berufsrisiken und die Risiken aus individuellen Aktivitäten verschiedenster Art und auch des persönlichen Lebensstils. Die Zahlen dürfen zur Ermittlung des Gesamtrisikos einer Person mit guter Näherung addiert werden.

Das eine oder andere Risiko aus dieser Liste hätte man, wenn unbefangen befragt, vermutlich subjektiv höher eingeschätzt, so z.B. das Risiko, in Kalifornien bei einem Erdbeben zu sterben. Von besonderem Interesse für Vergleiche sind die Verkehrsrisiken, die in dieser Tabelle auf eine mittlere, jährlich zurückgelegte Distanz von 10'000 km normiert sind.

Was ist nun akzeptierbar? Und insbesondere akzeptierbar als individuelles Todesfallrisiko aus Erdbeben? Es ginge zu weit, den Weg zur Beantwortung dieser Frage in aller Gründlichkeit hier vorzubringen und zu diskutieren. Siehe hierzu z.B. [3]. Hier eine weitgehend akzeptierte Antwort: aus verschiedenen Gründen scheint es vernünftig und angemessen, ein individuelles Risiko, Opfer eines Erdbebens zu werden, in der Grössenordnung von IR = 1/100'000 pro Jahr als akzeptierbar zu betrachten. Ich wähle hier bewusst den Begriff Opfer und schliesse damit Verletzte und Tote ein. Man bewegt sich damit in den untersten Zeilen der Figur 3. Ist im konkreten Einzelfall der Aufenthalt in einem Gebäude mit einem deutlich grösseren Risiko aus Erdbeben behaftet, sollte man wohl Massnahmen zur Verminderung dieses Risikos ins Auge fassen.

4 Rettungseffizienz von Massnahmen

Jede Massnahme zur Reduktion von Risiken kostet Geld. Bei reinen Sicherheitsmassnahmen sind dies die sog. Sicherheitskosten. Tragen Massnahmen lediglich teilweise zur Erhöhung der Sicherheit bei, lässt sich ein entsprechender Teil der Gesamtkosten als Sicherheitskosten abspalten. Jede hinsichtlich Sicherheit sinnvolle Massnahme führt auch zu einer Risikoreduktion. Der Quotient aus Sicherheitskosten und Risikoreduktion hat die Dimension "Geldeinheit pro Schadeneinheit", misst sich also z.B. in Franken pro gerettetes Menschenleben. Dieser Quotient wird mit dem Begriff *Rettungskosten* [4] verbunden.

Im Rahmen der Schätzgenauigkeiten für Sicherheitskosten und Risikoreduktion ist der Quotient Rettungskosten eine objektive Grösse und enthält keine Wertung. Er bezieht sich insbesondere nicht auf den Wert eines Menschenlebens. Gewertet wird erst bei der Auswahl und der Festlegung der Massnahmen, die zur Gewährleistung von Sicherheit ergriffen werden sollen.

Ein Zahlenbeispiel soll zeigen, dass Rettungskosten RK_M grundsätzlich sehr einfach ermittelt werden können. Ich wähle ein Beispiel, das jeder versteht: Auf einer bestimmten Strassenkreuzung einer Gemeinde erleiden jährlich im Durchschnitt 2 Menschen als Folge von Verkehrsunfällen den Tod. Eine Sanierung der Kreuzung durch eine kreuzungsfreie Verkehrsführung kann diese Zahl praktisch auf Null bringen. Das ist die Massnahme M. Realisiert man sie, ergibt sich eine Risikoreduktion, die im vorliegenden Fall zwei geretteten Menschenleben entspricht, also ΔR_M = 2/Jahr. Die Sanierung kostet z.B. 8 Millionen Franken und löst demnach Jahreskosten von rund 800'000 Franken aus. Davon müssen – das habe eine kleine Untersuchung ergeben – 75% als Sicherheitskosten SK_M gewertet werden, während der Rest der Sanierungskosten dem erhöhten Komfort, weniger Lärm aus Bremsen und Anfahren usw. anzurechnen ist. Das ergibt die folgenden Rettungskosten:

RK_M = (0.75 x 800'000 Fr.) : 2

= 300'000 Fr./gerettetes Menschenleben

Wird die Sanierung der Kreuzung vom Gemeinwesen beschlossen, hat es auf diese Art und Weise mehr oder weniger bewusst einen Konsens darüber erzielt, dass es bereit ist, zur Vermeidung eines Verkehrsopfers auf der fraglichen Kreuzung mindestens diesen Betrag aufzuwenden.

Figur 4 zeigt solche Rettungskosten in Tausend Franken [3]. Natürlich handelt es sich um recht grobe Zahlen, aber das ist bei der grossen Bandbreite auch nicht problematisch.

Rettungskosten kFr. pro gerettetes Menschenleben	
0.1	Mehrfachimpfung 3. Welt
1	
2	Installation Röntgenanlage
5	Tragen Motorradhelm
10	Kardiomobil
20	Tuberkulose-Überwachung
50	Bereitstellug Helikopter
100	Sicherungsgurte in Autos
200	Sanierung von Kreuzungen
500	Nieren-Dialyse, Tragwerke
1'000	
2'000	
5'000	S-Bahn Zürich
10'000	Alp Transit
20'000	Bergwerksicherheit USA
50'000	DC 10 ausser Betrieb
100'000	Hochhäuservorschrift GB
1'000'000	Asbest-Sanierung Schulen

Figur 4: Beispiele für Rettungskosten

Analog lassen sich die Rettungskosten beziffern, die Massnahmen zur Reduktion von Erdbebenrisiken (z.B. Anordnung zusätzlicher Aussteifungen, Verbesserung der Duktilität von Stützen, etc.) zugeordnet werden müssen. Man sucht zunächst eine Massnahme M, die das Erdbebenrisiko in erheblichem Masse reduzieren kann, ermittelt deren Kosten, spaltet allenfalls den Betrag ab, der nicht der Risikoreduktion angelastet werden muss und bezieht den Restbetrag (unter Berücksichtigung von Abschreibung und Zinsendienst) auf ein Jahr. Das sind die Sicherheitskosten SK_M, gemessen in Franken/Jahr.

Sodann versucht man, die durch die betrachtete Massnahme verursachte Risikoreduktion einzuschätzen. Die entsprechende Grösse ΔR_M ergibt

sich als Differenz der Risiken vor und nach der Realisation der Massnahme in der Dimension gerettete Menschenleben pro Jahr.

Der Quotient dieser beiden Grössen entspricht den Rettungskosten RK_M, die der betrachteten Massnahme zugeordnet ist. Deswegen die konsequente Mitführung des Fusszeigers.

Doch was ist nun angemessen? Welche Massnahmen, welche Rettungskosten sind noch vertretbar? Das sind schwierige Ermessensfragen.

Beim Bau der SBahn Zürich beispielsweise hat man Massnahmen mit Rettungskosten unter 3 Millionen Franken pro gerettetes Menschenleben ohne langes Überlegen realisiert. Bei Massnahmen mit Rettungskosten über 10 Millionen hat man gezögert. Auch bei der Projektierung der NEAT gelten ähnliche Kriterien.

Doch wie auch immer, eigentlich ist es ganz einfach: es ist *optimal*, bei begrenzt verfügbaren finanziellen Mitteln die Gelder zunächst für diejenigen Sicherheitsmassnahmen einzusetzen, denen kleine Rettungskosten zugeordnet sind, die also pro Geldeinheit eine grosse Risikoreduktion, einen grossen Sicherheitszuwachs bewirken. So lassen sich bei gleichbleibenden Gesamtausgaben mehr Menschenleben retten. Oder anders formuliert:
"... if our priorities in managing risks are not costeffective, we are, in effect, killing people whose premature deaths could be prevented ..." [5], hier im Original zitiert, da in seiner Krassheit kaum in die deutsche Sprache zu bringen.

Dabei ist die hier vorgestellte Denkweise nicht auf die Abwehr von Schäden am Schutzgut "Leib und Leben von Menschen" beschränk. Man kann durchaus auch andere Schutzgüter in Betracht ziehen, z.B. die direkten und indirekten Sach und Folgeschäden von Erdbeben. Da sich diese in Geldeinheiten messen, ergeben sich die Rettungskosten in der Dimension Franken pro Franken. Die Antwort auf die Frage, was akzeptierbar sei, liegt auf der Hand: wohl niemand wird mehr als einen Franken ausgeben wollen, um einen Franken zu retten.

5 Prioritäten setzen

Im Grunde genommen und theoretisch ist damit alles klar. Wenn es um Risikoreduktion geht, wo auch immer, müsste man nach geeigneten Massnahmen suchen, deren Effizienz durch Ermittlung der zugeordneten Rettungskosten prüfen und dann diejenige Massnahme zuerst realisieren, der die kleinsten Rettungskosten zugeordnet sind.

Praktisch ist es schwieriger, weil wir offensichtlich nicht in der Lage sind, die vielfältigen Sicherheitsprobleme unserer Gesellschaft gesamtheitlich anzugehen. Wir bewegen uns im Gesundheitswesen beispielsweise anders als in technischen Bereichen. Und auch hier diskutieren wir die Fragen der Verkehrssicherheit losgelöst von beispielsweise den Fragen der Erdbebensicherheit. Und selbst in diesem vergleichsweise homogenen Bereich gelingt es uns kaum, einheitliche Massstäbe anzuwenden.

Und dies ist nun die Aufforderung hier an uns alle: Wir sollen die Chance nutzen, wenigstens im einigermassen überblickbaren Bereich der Erdbebensicherheit einheitliche Massstäbe anzuwenden. Wir sollen die Mittel, die wir in die Schaffung von Erdbebensicherheit stecken – und ich spreche da nicht nur von Bauwerkssicherheit, sondern schliesse alle Bereiche, und insbesondere auch die Sicherung von *Lifelines* ein – so den möglichen Massnahmen zuordnen, dass sie optimal wirken.

6 Schlussfolgerungen

Die Umsetzung der vorstehenden Forderung ist im Prinzip einfach. Im Bereich der Erdbebensicherheit von Bauwerken könnte das folgende gelten:

Neue Bauwerke sind so zu konzipieren und zu bemessen, dass sie die Normen des SIA erfüllen (in der axiomatischen Annahme, dass diese optimal im Sinne des Vorstehenden seien). Hier sind insbesondere auch die Architekten angesprochen, die erkennen müssen, dass Ingenieure bereits in den frühesten Phasen der konzeptionellen Arbeit beigezogen werden sollten, soll Erdbebensicherheit in späten Phasen nicht kostspieliges Flickwerk werden.

Bei der Überprüfung *bestehender Bauwerke* sollen die vorgestellten Grundsätze angewendet werden. Diese münden in folgende einfache Regeln:

- Es ist das individuelle IR eines durchschnittlichen Benützers einzuschätzen, Opfer eines Erdbebens zu werden. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich dieser in der Regel nicht während 24 Stunden und 365 Tagen pro Jahr im betrachteten Gebäude befindet.
- Ist dieses individuelle Risiko grösser als etwa $IR = 10^{-5}$/Jahr, sollten Massnahmen zur Reduktion des Risikos ins Auge gefasst werden.
- Allfällige Sicherungsmassnahmen sollen robust sein, d.h., sie sollen die Risiken aus Erdbeben um mindestens eine Zehnerpotenz senken.
- Es sind die Rettungskosten der in Betracht gezogenen Massnahmen einzuschätzen. Es soll dann die Massnahme mit den kleinsten Rettungskosten zuerst realisiert werden.

- Alle Zahlenwerte sollen auf ihre Unschärfen untersucht werden, z.B. durch wahlweises Einsetzen unterer und oberer Schätzwerte der Grössen. Auch Methoden der Zuverlässigkeitstheorie können hierzu herangezogen werden.

Die vorstehenden Regeln gelten für einzelne Bauwerke, aber auch für ganze Bauwerksbestände wie z.B. alle im Besitz und unter der Sorgfaltspflicht des Bundes, eines Kantons, einer Stadt, eines Betriebs oder einer Versicherung stehenden Bauten.

Schliesslich sind auch Grenzen zu setzen:

- Auf die Realisierung von Massnahmen, deren Rettungskosten die Grössenordnung von etwa RK_M = 10 Millionen Franken pro gerettetes Menschenleben übersteigen, sollte in der Regel verzichtet werden. Man muss in diesem Fall mit dem gegebenen Risiko leben.

Auch die Massnahmen zur erdbebengerechten Sicherung der nach einem Erdbeben wichtigen Infrastruktur, der sog. *Lifelines* (z.B. Bauten der Feuerwehr, der Polizei, der Rettungsdienste, der Wasserversorgung, Telefonzentralen, Kommunikationseinrichtungen, von Krankenhäusern, Spital- und Notspitalbauten, und dann natürlich auch Strassen, Brücken, etc.) sollen aufgrund der vorgestellten Grundsätze überprüft werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die wesentlichen Elemente dieser Lifelines ohnehin nötig sind und im normalen Leben einer Gemeinschaft ihre Funktion erfüllen. Die Kosten von erdbebeninduzierten *zusätzlichen* Sicherungsmassnahmen rechtfertigen sich jedoch erst nach einem Erdbeben und es sind diese, die in diesem Zusammenhang als Sicherheitskosten anzusprechen sind. Daraus ergeben sich etwa die folgenden Regeln:

- Es sind die Kosten für die erdbebeninduzierten zusätzlichen Sicherungsmassnahmen zu ermitteln.
- Diesen Kosten sind im Sinne einer Risikoreduktion die Zahl der Menschen gegenüberzustellen, die ohne diese Sicherung unmittelbar nach einem Erdbeben ihr Leben verlieren würden. Dabei muss natürlich die Tatsache berücksichtigt werden, dass das betrachtete Erdbeben lediglich mit einer geringen Eintretenswahrscheinlichkeit behaftet ist. Es ist demnach die Zahl dieser Menschen mit der Eintretenswahrscheinlichkeit des Erdbebens zu multiplizieren.
- Auch hier sollten jene Massnahmen zuerst realisiert werden, denen die niedrigsten Rettungskosten zugeordnet sind.
- Zur Rechtfertigung von erdbebeninduzierten Sicherungsmassnahmen dürfen neben der Reduktion von Personenrisiken auch die Sachschäden berücksichtigt werden, die ohne diese Massnahmen unmittelbar nach einem Erdbeben zu erwarten wären.

Es ist mir bewusst, dass die Abschätzung der hier aufgeführten Grössen schwierig ist und grosse Unschärfen vorliegen.

Auch ist mir klar, dass diese Regeln weit einfacher klingen, als ihre Anwendung im konkreten Fall sein wird. Doch ich bin überzeugt: Wir müssen unsere Massnahmen letztlich auf einer solchen risikoorientierten und auf Kosteneffizienz überprüften Strategie in übergeordneten Zusammenhängen gegenüber der Gesellschaft rechtfertigen.

Und schliesslich: Wir haben alle noch viel zu lernen, nicht nur im technisch-wissenschaftlichen Bereich, sondern auch im Bemühen, uns über alle Disziplinen hinweg gegenseitig zu verständigen.

Ich hoffe, dass die nachfolgenden Beiträge einige dieser Forderungen und Regeln noch weiter vertiefen und als Beitrag in diesem Bemühen gelten können.

Literatur

[1] Fritzsche, A.F.: "Wie sicher leben wir? Der Risikokatalog"; Verlag TÜV Rheinland, 1992

[2] Fritzsche, A.F.: "Wie sicher leben wir? Risikobeurteilung und -bewältigung in unserer Gesellschaft"; Verlag TÜV Rheinland, 1986

[3] Schneider, J., Schlatter, H.P.: "Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Ingenieure"; 2. Auflage, B.G. Teubner, Stuttgart, 1996

[4] Stiefel, U. und Schneider, J.: "Was kostet Sicherheit?"; Schweizer Ingenieur und Architekt, 47, 1985, 1985

[5] Okrent, D.: "Comment on Societal Risk"; Science, Vol. 208, April 1980

Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude: Beurteilung des kantonalen Gebäudebestandes im Aargau

Ehrfried Kölz, Zürich

Zusammenfassung

Die Abteilung Hochbau des Baudepartements des Kantons Aargau [1] überprüft die Erdbebensicherheit der von ihr betreuten Gebäude. Der Beurteilung der Gebäude wird ein an der ETH Zürich entwickeltes mehrstufiges Verfahren, das auf Risikobetrachtungen basiert, zu Grunde gelegt. Bis anhin sind 130 Gebäude nach diesem Verfahren, welches im Folgenden vorgestellt wird, beurteilt worden.

1 Erdbebensicherheit bestehender Bauwerke

1.1 Ausgangslage

In den Normen für das Bauen wird die Gefährdung aus Erdbeben erst seit 1989 adäquat berücksichtigt. Mit Herausgabe der Norm SIA 160, Ausgabe 1989 [2], sind in der Schweiz Anforderungen an die Erdbebentauglichkeit von Bauwerken definiert worden, die der Gefährdung aus Erdbeben gebührend Rechnung tragen.

Der Bauwerksbestand in der Schweiz umfasst jedoch in beträchtlichem Ausmass (um die 90%) Bauten [3], die unter älteren Normengenerationen oder aufgrund bewährter jedoch nicht erdbebentauglicher Regeln der Baukunst erstellt worden sind.

Solche nicht erdbebengerecht gestaltete und bemessene Bauwerke genügen möglicherweise den Anforderungen der aktuellen Norm und damit den geltenden Sicherheitsansprüchen an Neubauten nicht. Aus der Sicht der geltenden Norm gefährden diese Bauwerke Personen, Sachen und unersetzbare Güter über Gebühr.

1.2 Verantwortung

Das Wissen um die Gefährdung aus Erdbeben ist Anlass, sich mit der Erdbebensicherheit der bestehenden Bausubstanz kritisch auseinanderzusetzen.

Durch die Umsetzung geeigneter baulicher Massnahmen (Erdbebensicherung) können Bauwerke auf einen technischen Stand gebracht werden, der mit den Normanforderungen verträglich ist. Tatsächlich ist jedoch der Aufwand, um ein bestehendes nicht normgerechtes Gebäude zu sichern, in der Regel gross, während die Bereitschaft in Erdbebensicherheit zu investieren eher gering ist.

Es gilt also, die Nutzen und die Kosten erdbebensichernder Massnahmen einander gegenüberzustellen, um daraus die Prioritäten für den effizienten Einsatz der zur Verfügung stehenden Mittel abzuleiten. Dies bedingt jedoch, dass die Gefährdung aus Erdbeben sichtbar gemacht und quantifiziert wird.

Ein Konzept, welches diese Zielsetzung verfolgt und ein darauf aufbauendes Verfahren wird bei der Beurteilung der Erdbebensicherheit der kantonalen Hochbauten im Kanton Aargau angewendet.

2 Beurteilungskonzept

2.1 Ansatz der Risikoanalyse

Die Beurteilung der Sicherheit bestehender Bauwerke kann auf unterschiedliche Weise erfolgen. Häufig wird das zu beurteilende Bauwerk an den geltenden Normenbestimmungen, also an einem absoluten Massstab gemessen. Einen etwas anderen Weg zu beschreiten erlaubt die Risikoanalyse.

Nach Kaplan und Garrick [4] setzt die Risikoanalyse bei den folgenden drei Fragen an:

- Was kann passieren?
- Wie wahrscheinlich ist das?
- Was sind die Folgen?

Die erste Frage führt zum Denken in Gefährdungsbildern [5]. Die zweite fragt, mit welcher Wahrscheinlichkeit das Gefährdungsbild eintritt. Die dritte Frage zielt auf die unerwünschten Konsequenzen, die aus dem Gefährdungsbild resultieren.

Um Prioritäten für die Risikominderung bei bestehenden Bauwerken ableiten zu können, sollen drei weitere Fragen hinzugefügt werden:

- Was können wir tun?
- Was sollten wir tun?
- Können wir uns das leisten?

Als Antwort auf die erste Frage sind die technisch machbaren Massnahmen zur Risikoreduktion zu benennen. Die zweite Frage bezieht sich auf die gesellschaftliche Forderung nach Sicherheit. Schliesslich ist die Frage zu beantworten, ob die Massnahmen ökonomisch vertretbar sind.

Die sechs vorstehenden Fragen umschreiben den Ansatz der Risikoanalyse, welche zusammen mit den nachfolgend aufgeführten Beurteilungsprioritäten das Fundament für die Beurteilung der Bauwerke im Aargau bilden.

2.2 Prioritäten

2.2.1 Sicherheit der Menschen

Aus der Sicht der Gesellschaft geniesst die Personensicherheit die höchste Priorität. Erdbeben können grossflächig zu Schäden mit schwer zu bewältigenden Folgen führen. Hinsichtlich dieses Katastrophenpotentials ist es eine wichtige Aufgabe, erhebliche Personenschäden bis hin zum Verlust von Menschenleben, zu vermeiden, um so ein grosses Erdbebenereignis zu bewältigen. Darüber hinaus können natürlich andere Aspekte ähnlich wichtig werden, so z.B. das Vermeiden von Sachschäden, die Sicherung der Geschäfts- und Produktionstätigkeit oder der Schutz von Kulturgütern. Im Kanton Aargau wurden diese Aspekte zunächst nicht berücksichtigt.

2.2.2 Stufenweises Vorgehen

Wenn grosse Bauwerksbestände (einige “zig”-Bauten) zu beurteilen sind, kann nicht jedes Bauwerk mit grossem Detaillierungsgrad untersucht werden, weil die zur Verfügung stehenden Ressourcen in der Regel beschränkt sind. Im Aargau wird aufgrund folgender Kriterien vorgegangen:

- in einer vorbereitenden Phase ist eine Liste jener Gebäude zu erstellen, die im Rahmen des Verfahrens beurteilt werden sollen (hinsichtlich des Schadenpotentials unerhebliche Gebäude werden beiseite gelassen)
- unter den relevanten Gebäuden soll jenen zunächst die grösste Beachtung geschenkt werden, welchen das grösste Risiko zuzuordnen ist
- die Risiken dieser Gebäude sollen in effizienter Weise reduziert werden.

2.2.3 Bauwerkskategorien

Für die Beurteilung des Bauwerkbestandes sind aus der Sicht der Risiken drei Kategorien von Bauwerken zu unterscheiden. Das sind gewöhnliche Bauwerke, die Lifeline-Bauwerke und die Gefahren-Bauwerke. Als Lifeline-Bauwerke werden jene Bauwerke bezeichnet, die wichtige Funktionen zur kurz- und langfristigen Bewältigung eines Erdbebenereignisses bereitstellen. Bei diesen Bauwerken ist zu beachten, dass sie hinsichtlich ihrer Funktion in ein System eingebettet sind und nicht losgelöst von diesem beurteilt werden können. Unter die Kategorie Gefahren-Bauwerke sind jene Bauwerke einzuordnen, welchen ein Gefährdungspotential zuzuschreiben ist, das über das betrachtete Bauwerk selbst hinausgeht. Alle anderen Bauwerke werden als gewöhnliche Bauwerke bezeichnet.

2.2.4 Robustes Handeln

Robustes Handeln bedeutet mit Wirkungen, die nur erahnt, aber nicht scharf erfasst werden können, geeignet umzugehen. Hochsensible spezialisierte Lösungsansätze sind zu vermeiden. Die Beurteilung der Sicherheit soll auf robusten Überlegungen beruhen und zu robusten Handlungen führen.

2.2.5 Vergleiche

Die vergleichende Beurteilung der Sicherheit ist anzustreben und nicht die absolute. Vergleiche sind einerseits von grösster Wichtigkeit, um zu garantieren, dass die quantifizierten Risiken, wie auch die Effizienz verschiedener Massnahmen zuverlässig ermittelt werden. Durch vergleichendes Abwägen der verschiedenen beurteilungsrelevanten Kriterien sollen möglichst stabile Ergebnisse erzielt werden.

2.2.6 Unschärfen

Unschärfen sollen deklariert werden. Es sollte zumindest versucht werden, bei den Ergebnissen der Risikoanalyse eine beste Schätzung, einen vernünftigen oberen und unteren Grenzwert, auch im Sinne eines Vertrauens in das Ergebnis, anzugeben.

2.2.7 Verantwortung und Kompetenz

Das Verfahren richtet sich an jene, welche die Verantwortung für die Sicherheit und die Gebrauchstauglichkeit (Funktionstüchtigkeit) der Bauwerke tragen, und welche darüber hinaus die Kompetenz und Autorität besitzen, über die Umsetzung risikoreduzierender Massnahmen zu entscheiden. Diese Personen sollen im Folgenden als Verantwortungsträger bezeichnet werden.

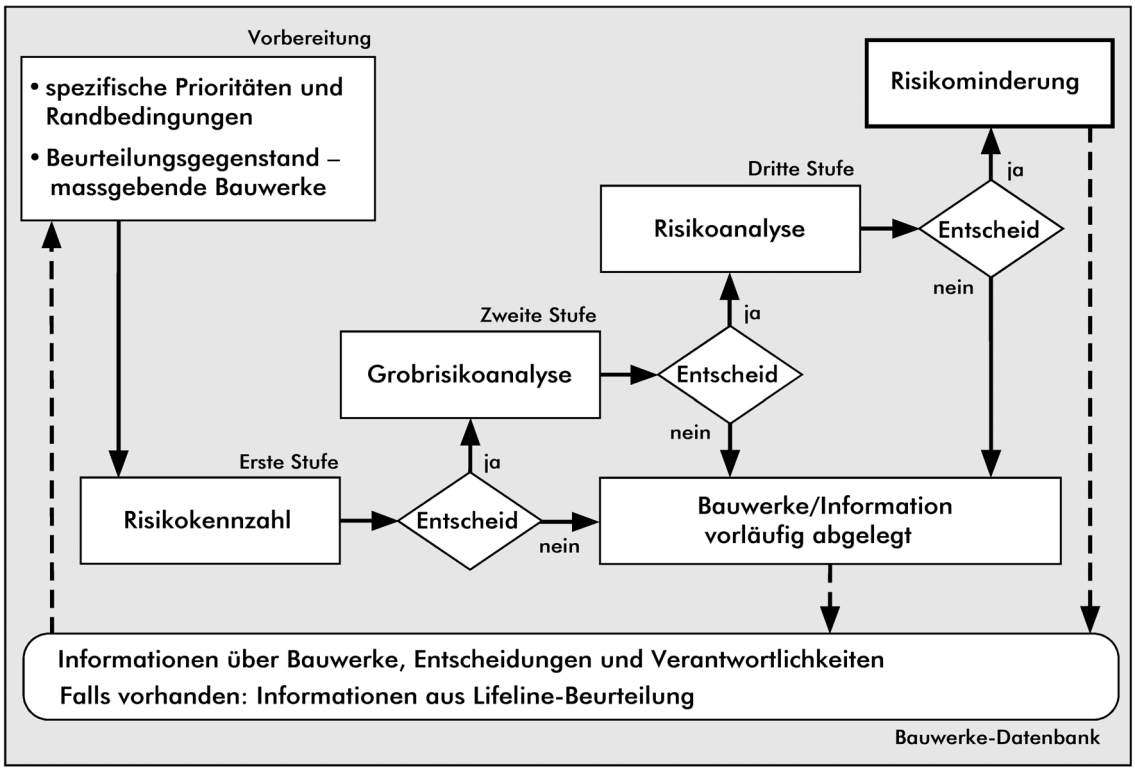


Bild 1: Schematische Darstellung des mehrstufigen Beurteilungsverfahrens

3 Mehrstufiges Beurteilungsverfahren

3.1 Übersicht

Das in Bild 1 schematisch angedeutete Beurteilungsverfahren baut mittels Risikoanalyse auf den vorgenannten Prioritäten auf. Das Verfahren ist in mehrere Stufen organisiert und wird nachfolgend anhand der Umsetzung im Kanton Aargau besprochen. Dort haben einige Gebäude bereits alle drei Stufen durchlaufen. Die Untersuchung des Gebäudebestandes ist jedoch noch nicht abgeschlossen.

3.2 Vorbereitung

Vor Beginn des eigentlichen Verfahrens waren in einem vorbereitenden Schritt die Voraussetzungen und Annahmen festzuhalten, welche der eigentlichen Beurteilung zugrunde liegen.

Die Beurteilung des Gebäudebestandes wurde vom Kanton Aargau in Zusammenarbeit mit dem Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, welche das Konzept zur Verfügung stellte, in Angriff genommen.

Im Kanton Aargau trägt der Kantonsbaumeister die Verantwortung für die kantonalen Gebäude. Ihm zur Seite steht ein Team von Sektionschefs und Projektleitern, welche jeweils für Segmente des Gebäudebestandes verantwortlich sind. Zur Beratung beigezogen war von Beginn an ein im Kanton ansässiger Bauingenieur. Bei der Untersuchung der Bauwerke auf der zweiten und dritten Beurteilungsstufe kommen Erdbebenspezialisten zum Einsatz. Die Entscheidungsverantwortung liegt beim Kantonsbaumeister.

Aus dem gesamten Gebäudebestand sind zunächst 130 Gebäude zur Beurteilung im Rahmen des Beurteilungsverfahrens ausgewählt worden. Gebäude die hinsichtlich der Gefährdung aus Erdbeben eine offensichtlich untergeordnete Rolle spielen, wurden zunächst bei Seite gelassen.

Wesentliche Informationen stammen von den Sektionschefs und Projektleitern und sind aus Plänen zu entnehmen. Ab der zweiten Beurteilungsstufe werden Informationen darüberhinaus durch Gebäudebegehungen gewonnen. Der Kanton Aargau verfügt über ein gepflegtes und umfangreiches Archiv und im Weiteren über eine Gebäudedatenbank, welche Daten zur Verfügung stellen und aufnehmen können.

3.3 Erste Stufe

3.3.1 Beurteilung

Auf der ersten Stufe werden im Rahmen einer Grobbeurteilung Risikokennzahlen ermittelt. Diese erste Stufe ist in [6] ausführlich dargestellt. Das Vorgehen soll daher hier nur skizziert werden.

Das einem Bauwerk zuzuordnende Risikoniveau wird mittels eines auf einem Beurteilungsblatt festgehaltenen Kennzahlenverfahrens als Risikokennzahl RZ bestimmt. Die Risikokennzahl RZ ist das Produkt aus Wahrscheinlichkeitskennzahl WZ und Ausmasskennzahl AZ.

WZ ist die Kennzahl für die Einsturzwahrscheinlichkeit eines Gebäudes. WZ wird durch die Einschätzung verschiedener erdbebenrelevanter Bauwerksmerkmale [7], die wiederum in Kennzahlen münden, bestimmt. AZ reflektiert das mögliche Ausmass in Form von Personenschäden bei einem Gebäudeeinsturz. AZ bildet daher die durchschnittliche Belegung eines Gebäudes in einer Kennzahl ab.

Die Beurteilung eines Gebäudes erfolgt im Gespräch zwischen einer Person, die das Gebäude gut kennt und einer Fachperson (IngenieurIn), welche die gesamte Beurteilung begleitet und somit die Beurteilungskontinuität herstellt. Die Beurteilung eines Gebäudes dauert ca. 30 Minuten.130 Gebäude sind beurteilt worden. Jene Gebäude mit Risikokennzahlen um 200 und grösser sind in Bild 2 im WZ/AZ-Format dargestellt.

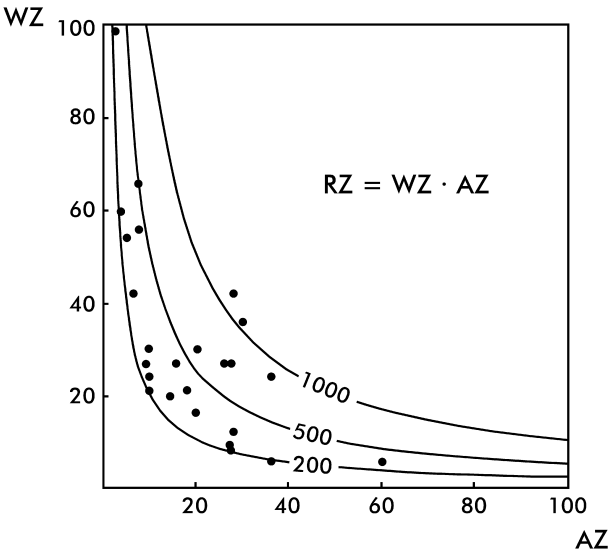


Bild 2: Resultate der ersten Stufe im WZ/AZ-Format

3.3.2 Entscheide auf der ersten Stufe

Anhand der Risikokennzahlen lässt sich eine erste Prioritätenliste aufstellen. Aufgrund dieser Prioritätenliste und auf Überlegungen, die insbesondere die Lifeline-Gebäude betreffen, können die auf der zweiten Stufe vertieft zu betrachtenden Gebäude ausgewählt werden. Im Kanton Aargau wurden drei prominente historische Gebäude nicht weiterverfolgt, hingegen wurden insbesondere jene Gebäude für die zweite Stufe berücksichtigt, bei denen ein erheblicher Eingriff in die Bausubstanz aus anderen Gründen ohnehin unmittelbar bevorstand. Es wurden insgesamt 15 Gebäude für die vertiefte Beurteilung auf der zweiten Stufe ausgewählt. Die übrigen Gebäude wurden vorerst zurückgestellt.

3.4 Zweite Stufe

3.4.1 Risikoabschätzung

Auf der zweiten Stufe werden zunächst Szenarien entworfen. Den Szenarien liegen die in der European Macroseismic Scale EMS [8] definierten Intensitätsstufen, welche die Wirkung von Erdbeben beschreiben, zu Grunde. Erdbebenintensitäten werden aufgrund der von Menschen gefühlten Effekte und insbesondere aufgrund der beobachteten Effekte bei Objekten, Umwelt und Gebäuden zugeordnet. Mit den Intensitäten sind für verschiedene allgemein definierte Bauwerkstypen bestimmte Schadenbilder verknüpft. Durch Einbeziehung bauwerkspezifischen und erdbebenrelevanten Wissens lassen sich dem individuellen Bauwerk zugeordnete Schadenbilder ableiten. Auf dieser Basis lassen sich Personen- und Sachschäden quantifizieren.

Da die Eintretenswahrscheinlichkeit der Erdbebenintensitäten in der Schweiz flächendeckend in sogenannten seismischen Gefährdungskarten festgehalten ist, lässt sich durch Verknüpfen von Wahrscheinlichkeit W_I und Schadenausmass A_I für jedes Szenario das einem bestimmten Bauwerk zuzuordnende Risiko quantifizieren.

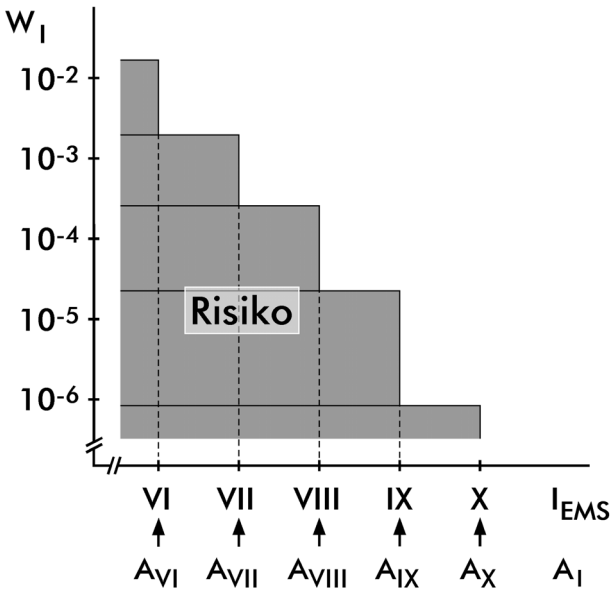


Bild 3: Abschätzen des Risikos

Durch Aufsummieren über alle relevanten Szenarien lässt sich das einem Bauwerk zuzuordnende Risiko aus Erdbeben ermitteln. Grafisch ist dies in Bild 3 dargestellt.

3.4.2 Beurteilung auf der zweiten Stufe

Es werden auf den Zeitraum eines Jahres bezogene Risiken ermittelt. Zu unterscheiden sind Personen- und Sachschadenrisiken. Letztere beziehen sich auf den versicherten Gebäudewert.

Beim Personenschaden werden entsprechend 2.2.1 schwere Verletzungen (die in der Regel einen erheblichen Versorgungs- und Heilungsaufwand bedingen) bis hin zum Tod berücksichtig. Die dazugehörige Einheit lautet Erdbebenopfer. Beim Personenschadenrisiko wird zwischen Kollektivem und Individuellem Risiko unterschieden.

Das Individuelle Risiko bezieht sich auf Personen und ihren Sicherheitsanspruch als Individuen. Ausgedrückt wird es als die einer Person zugeordnete Wahrscheinlichkeit, Opfer eines Erdbebens zu werden. Das Kollektive Risiko ist einem ganz bestimmten Bauwerk zugewiesen. Es ist die Summe der Risikobeiträge jener Personen, die sich im Jahresdurchschnitt in dem betreffenden Gebäude aufhalten.

Die Beurteilung des Individuellen Risikos orientiert sich an der Höhe des Risikos. Die Beurteilung des Kollektiven Risikos erfolgt mittels des Vergleichs von Rettungskosten.

Mit den Rettungskosten wird die Effizienz von Massnahmen beurteilt, Risiken zu reduzieren. Die Rettungskosten RK_M lassen sich als Quotient der durch eine Erdbebensicherungsmassnahme verursachten auf ein Jahr bezogenen Sicherheitskosten SK_M und der durch die Erdbebensicherungsmassnahme erzielbaren auf ein Jahr bezogenen Risikoreduktion ΔR_M ermitteln. Die Einheit der Rettungskosten lautet [SFr./vermiedenem Erdbebenopfer]:

$$RK_M = \frac{SK_M}{\Delta R_M} \qquad (1)$$

Auf der zweiten Stufe der Beurteilung wird pro Gebäude nur eine robuste Massnahme betrachtet. Eine Massnahme wird als robust bezeichnet, wenn sie zuverlässig eine wesentliche Erhöhung der Erdbebensicherheit ermöglicht.

Zusammengefasst waren im Kanton Aargau für die Beurteilung auf der zweiten Stufe je Gebäude die Belegung, der Gebäudewert, die Seismizität, die Standortgefährdung, die Verletzbarkeit, die Verletzbarkeit nach der gedachten Umsetzung der robusten Massnahme sowie deren Kosten abzuschätzen respektive festzulegen.

Es wurde von einem für alle Gebäude einheitlichen theoretischen Wirkungszeitraum von 30 Jahren und einer Diskontierung mit 2% ausgegangen.

Die Beurteilung der Gebäude erfolgt schliesslich aufgrund der vergleichenden Abwägung

- der im Individuellen Risiko IR quantifizierten Gefährdung einer Einzelperson und
- der Rettungskosten RK_M

unter Berücksichtigung weiterer in Bezug auf die Gefährdung aus Erdbeben relevanter Aspekte (Funktion des Bauwerks, Gefährdungspotential).

Diese Beurteilungssituation ist im Bild 4 mit den im Aargau verwendeten Schranken (siehe auch [5], [10]) dargestellt (die Kreise entsprechen einzelnen Gebäuden).

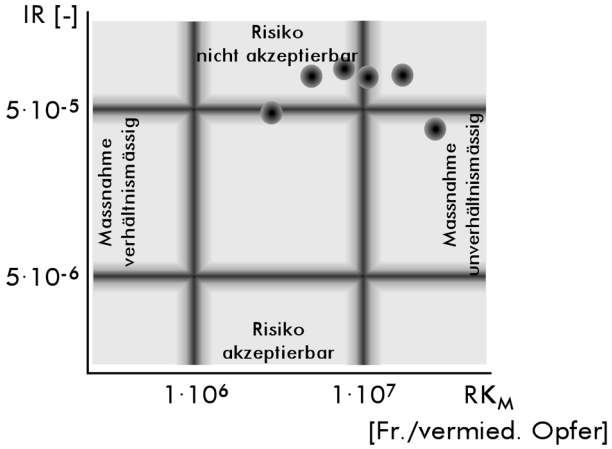


Bild 4: Beurteilungssituation zweite Stufe

Im weiteren lässt sich für die 15 beurteilten Gebäude eine Prioritätenliste, z.B. entsprechend zunehmender erwarteter Rettungskosten (Tabelle 1) aufstellen.

Für die Beurteilung eines Gebäudes auf der zweiten Stufe sind ca. ein bis zwei Arbeitstage aufzuwenden.

Gebäude	Kollektives Risiko [$\cdot 10^{-5}$] Opfer pro Jahr	Individuelles Risiko [$\cdot 10^{-5}$] pro Jahr	Sachschadenrisiko [$\cdot 10^{+3}$] SFr. pro Jahr	Rettungskosten [$\cdot 10^{+6}$] Millionen SFr. / vermiedenem Opfer		
				Untergrenze	Erwartungswert	Obergrenze
A	3'100	4.5	150	0.4	2.9	49
...	...	...	...	...	...	...
O	2.4	0.0	0.8	160	1'600	110'000

Tabelle 1: Prioritätenliste der zweiten Stufe

3.4.3 Entscheide auf der zweiten Stufe

Von den fünf Gebäuden, die sich auf der Prioritätenliste (Tabelle 1) zuoberst befinden, wurde die Kinderklinik des Kantonsspitals Aarau im Rahmen einer konventionellen umfangreichen Instandhaltung gegen Erdbeben gesichert.

Bei den anderen vier Gebäuden wurde hinsichtlich der zu erwartenden Erdbebenintensitäten von Erdbebenexperten der Einfluss des Standortes begutachtet und insbesondere die Resonanzfrequenzen von Gebäude und Boden miteinander verglichen. Diese vertiefenden Abklärungen führten zum Schluss, dass drei Gebäude auf der dritten Stufe vertieft zu betrachten seien.

3.5 Dritte Stufe

3.5.1 Beurteilung auf der dritten Stufe

Auf der dritten Stufe ist vorgesehen, das Wissen über das Bauwerksverhalten im Erdbebenfall näher zu erfassen. Parallel dazu sollen alternative Sicherungsmassnahmen entworfen werden. Die so gewonnenen Erkenntnisse fliessen in eine vertiefte Risikoanalyse ein und führen zu aktualisierten Werten für Individuelles Risiko, Rettungskosten und Sachschadenrisiko und damit zu einer verbesserten Entscheidungsgrundlage.

Der Aufwand für die Beurteilung der Gebäude auf der dritten Stufe lässt sich nicht mehr pauschal angeben.

3.5.2 Entscheide auf der dritten Stufe

Der Verantwortungsträger muss in die Suche nach geeigneten Massnahmen einbezogen werden. Da die Gebäude in der Regel in Nutzung stehen, ist die Umsetzung von Massnahmen oft eher ein betriebliches Problem als ein technisches. Um zu befriedigenden Lösungen zu kommen, müssen die verschiedenen Ansprüche sorgfältig gegeneinander abgewogen werden. Unter Umständen tritt auch jener Fall ein, dass keine robuste Sicherungsmassnahme möglich ist, obwohl das Erdbebenrisiko als zu hoch eingeschätzt wird. In diesem Fall ist es vielleicht vernünftig, das Gebäude einer anderen Nutzung zuzuführen. Schliesslich ist, wenn die Sachzwänge es erfordern, das Risiko mit allen Konsequenzen bewusst zu akzeptieren.

Bei der Kinderklinik des Kantonsspitals Aarau lag der Fall einfacher. Im Rahmen der mit einem Umbau gekoppelten umfangreichen Instandsetzung war das Gebäude bis auf die Tragstruktur ausgeweidet. Diese bestand aus Stahlbetondecken auf Stützen und unbewehrtem Mauerwerk, von welchem kaum Widerstand gegen Erdbeben erwartet werden durfte. Hinzu kam, dass zwischen dem Bauwerk und dem als guten Baugrund zu bezeichnenden dicht gelagerten Kies eine Kopplung der Resonanzen zu erwarten war. Als Sicherungsmassnahme wurden Stahlbetontragwände eingefügt, die an die Decken angeschlossen werden mussten. Diese nachträglich eingezogenen Wände mussten schliesslich mit Mikropfählen fundiert werden. Der Kredit für Umbau und Instandsetzung betrug knapp Fr. 14 Mio., die Erdbebensicherung kostete zusätzlich knapp Fr. 0.9 Mio.

Literatur

[1] Althaus, F.: “Erfahrungen mit der Erdbebensicherung von öffentlichen Gebäuden”. Dokumentation SIA D0162: “Erdbebenvorsorge in der Schweiz”. Zürich, 2000.

[2] Norm SIA 160: "Einwirkungen auf Tragwerke". Zürich, 1989.

[3] Dokumentation SIA D 0150: “Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz”. Zürich, 1998.

[4] Kaplan St. and Garrick J.: “On the quantitative definition of risk”. Journal of the Society for Risk Analysis, Vol. 1, No. 1. Plenum Press, New York/London, 1981.

[5] Schneider J. und Schlatter H.P.: “Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure”. 2. Auflage, B.G. Teubner, Stuttgart, 1996

[6] Bürge et al.: “Handlungsprioritäten für die Erdbebensicherung bestehender Bauten der öffentlichen Hand”. Dokumentation SIA D 0145: “Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik”. Zürich, 1997.

[7] Bachmann H.: “Erdbebensicherung von Bauwerken”. ISBN 3-7640-5190-X. Birkhäuser Verlag, Basel, 1995.

[8] Conseil de l’Europe: “European Macroseismic Scale”. Editor G. Grünthal (Geoforschungszentrum Potsdam), Luxembourg, 1998.

[9] Kaplan St.: “The Words of Risk Analysis”. Journal of the Society for Risk Analysis, Vol. 17, No. 4. Plenum Press, New York/London, 1997.

[10] Schneider, J.: “Risiken abschätzen und Prioritäten setzen”. Dokumentation SIA D0162: “Erdbebenvorsorge in der Schweiz”. Zürich, 2000.

Evaluation de la tenue au séisme des bâtiments du réseau vital valaisan

Michel Capron, Lausanne

Résumé

Afin de s'assurer du fonctionnement du réseau vital valaisan, il convient de faire l'inventaire des infrastructures faisant partie de ce réseau puis de vérifier les éléments qui le composent.

A cet effet, des priorités d'étude doivent être établies afin d'identifier les bâtiments présentant le plus grand risque de "défaillance" en cas de séisme et d'optimiser ainsi la vérification et les éventuelles mesures de renforcement. Cette hiérarchisation des priorités s'appuie essentiellement sur une analyse sommaire de la tenue au séisme de chacun des bâtiments du réseau vital. Un outil simple et efficace a été développé à cet effet.

Toutes les données relatives aux bâtiments du réseau vital sont introduites dans une base de données en lien avec un système d'information géographique (SIG) qui offre les outils nécessaires à la gestion du réseau vital.

1 Introduction

1.1 Cadre normatif

La norme SIA 160 (1989) définit les charges à prendre en considération lors de la conception d'un ouvrage, en particulier celles provenant d'un tremblement de terre. La Suisse est divisée en trois zones correspondant à des intensités maximales variant de VI à VIII+ (MSK) pour un événement ayant une période retour de 400 ans. La majeure partie du territoire valaisan est située en zone 3 (intensité de VIII- à VIII+), zone présentant le plus grand risque sismique en Suisse. De plus, la norme SIA 160 exige, lors de leur conception ou de leur modification, la vérification de la tenue au séisme des ouvrages en fonction du dommage qu'il est possible de tolérer. Une attention particulière est dès lors vouée aux ouvrages du réseau vital.

Dans la version précédente de la norme SIA 160, éditée en 1970, seules les zones sismiques présentant une intensité de VII et VIII étaient considérées et l'on tenait compte de l'éventualité d'un grand rassemblement de personnes en augmentant la valeur de l'accélération maximale à introduire dans les calculs. Cependant, il n'était pas tenu compte de la réponse dynamique du bâtiment ou de l'ouvrage ni de la qualité de son sol de fondation. Quant aux bâtiments construits avant 1970, aucune vérification de tenue au séisme n'était exigée.

Ainsi, les ouvrages conçus et construits avant 1989 peuvent présenter, selon la norme actuelle, une sécurité insuffisante face au risque sismique. Ce déficit de sécurité peut s'avérer d'autant plus grave s'il s'agit de bâtiments devant, selon la norme, présenter des caractéristiques élevées de tenue au séisme: hôpitaux, services du feu, garages à ambulances, ponts importants, murs de soutènement, etc.

1.2 Réseau vital

Un séisme provoque des dégâts sur de grandes étendues du territoire et est susceptible de toucher de nombreux ouvrages: centres de secours et de soins, voies de communications, réseaux de distribution d'eau, d'électricité, etc.

On entend par réseau vital l'ensemble des infrastructures pour lesquelles non seulement la sécurité structurale, mais aussi l'aptitude au service doivent être assurées après un séisme. Le réseau vital comprend en particulier:

- les hôpitaux et les centres de soin
- les centres d'intervention et de secours, postes de commandement et autres services importants servant en cas de catastrophes
- les garages à ambulances
- les ponts, murs de soutènements et tunnels essentiels pour la desserte de certains ouvrages ou l'accès aux zones sinistrées
- l'alimentation en fluides et énergie des centres de soin et de commandement
- les centres de télécommunication

Ces bâtiments du réseau vital sont donc de première importance pour l'organisation des secours, le transport et les soins des blessés. Ils doivent impérativement rester opérationnels et accessibles après un tremblement de terre.

La représentation du réseau vital sur Système d'Information Géographique (SIG) avec les points faibles du réseau, permet au canton du Valais d'améliorer l'organisation des secours en cas de séisme.

L'étude réalisée dans un premier temps pour le Valais romand avait pour but de dresser l'inventaire des infrastructures faisant partie de ce réseau et de vérifier sommairement les éléments qui le composent afin de définir des priorités de vérification détaillées de la tenue au séisme des bâtiments du réseau vital.

Cette démarche est conforme aux directives de la SGEB (Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures, groupe spécialisé de la SIA) de septembre 1997.

2 Inventaire des bâtiments du réseau vital

L'inventaire des infrastructures de soins et de secours intégrées dans le réseau vital du Valais romand a été dressé. Il est résumé dans le tableau 1 ci-dessous.

3 Analyse préliminaire des bâtiments du réseau vital

3.1 Données générales

Les caractéristiques des différents éléments composant le réseau vital valaisan ont été introduites dans des fiches d'acquisition de données établies de façon standard.

3.1.1 Caractéristiques générales

Les caractéristiques générales sont les suivantes:

- numéro du bâtiment
- caractéristiques en terme de fonction (centre de soin, poste de secours, centre d'intervention et de secours, garage pour véhicule d'intervention...)
- date de l'inspection et intervenants
- localisation (coordonnées géographiques obtenues à l'aide d'un GPS)

3.1.2 Caractéristiques de vulnérabilité

Les caractéristiques de vulnérabilité sont les suivantes:

- caractéristiques relatives à la localisation
  - zone sismique (SIA 160)
  - type d'environnement (urbain, semi-urbain, dégagé)
  - installations à risques à proximité (réservoirs, complexe industriel, ...)
  - accès (unique ou multiples)
  - ouvrages d'art d'accès: pont, mur de soutènement, ...
  - qualité du sol de fondation
  - effet de site possible (amplification, liquéfaction)
- caractéristiques relatives à la structure:
  - date de construction
  - modifications structurales importantes
  - système statique (noyau central, voiles, cadres, ...)
  - type de matériaux (acier, béton armé, précontraint, préfabriqué, bois, maçonnerie armée, non armée)
  - type de fondations (radier ou semelles filantes, isolées, mixtes)
  - nombre de sous-sols

Fonction	Nombre
Hôpitaux, centres de soin, cliniques privées	5
Centres de commandement	3
Centres d'intervention et de secours principaux	12
Garages à ambulances	4
Hangars pour hélicoptères médicalisés	2
Autres bâtiments servant en cas de catastrophes (centres de télécommunications)	1

Tableau 1: Résumé de l'inventaire des bâtiments du réseau vital du Valais romand

- caractéristiques en terme d'équipement:
  - dispositions parasismiques des équipements
  - groupe électrogène
  - portes d'accès pouvant se bloquer

3.1.3 Caractéristiques d'importance

Les caractéristiques d'importance sont les suivantes:

- nombre d'éléments caractérisant le bâtiment (lits, véhicules, hélicoptères, …)
- importance qualitative (cantonale, régionale, locale)

3.2 Approche qualitative

Sur la base de méthodes développées aux Etats-Unis (FEMA, 1988), il s'agit d'évaluer la sécurité des bâtiments par le biais d'un score obtenu en additionnant des points selon une grille d'évaluation standardisée. Selon le type de contreventements du bâtiment, un score de départ est défini sur base du coefficient de comportement défini dans l'Eurocode 8. Ensuite, des points sont ajoutés à ce score de départ lorsque le bâtiment présente une ou plusieurs des particularités défavorables suivantes:

- bâtiment élevé
- état d'entretien déficient
- irrégularité verticale ou horizontale de la géométrie
- répartition irrégulière des contreventements (verticalement et horizontalement)
- espace insuffisant des joints
- colonnes courtes

Le score final donne une indication qualitative du comportement au séisme du bâtiment et permet de classer les bâtiments étudiés selon ce critère afin de détecter les plus sensibles au séisme.

3.3 Approche quantitative

Cette approche est résumée dans la figure 1. Il s'agit de déterminer un quotient de *Sécurité Structurale* et un quotient *d'Aptitude au Service*. Lorsque ces quotients sont inférieurs à l'unité, le bâtiment est jugé, en première estimation, sûr par rapport au risque sismique. Des valeurs élevées indiquent une insécurité par rapport à la résistance ou aux déformations. Pour des valeurs légèrement supérieures à 1, une analyse détaillée est nécessaire afin d'affiner les hypothèses de calculs.

Un logiciel de calcul sur tableur Excel a été développé afin d'estimer rapidement la sécurité d'un grand nombre de bâtiments.

3.3.1 Types de contreventements

Le logiciel actuel propose sept types de contre-ventements différents:

- cadres avec piliers métalliques, béton ou bois
- contreventements en croix métalliques ou bois
- voiles en béton armé ou en maçonnerie

Pour un bâtiment donné, le type de contreventement peut être différent dans les deux directions principales. A partir de leurs caractéristiques géométriques (le plus souvent sur base des plans), le logiciel permet de calculer d'une part la rigidité horizontale du bâtiment et, d'autre part, la résistance du contreventement considéré.

3.3.2 Fréquence propre du bâtiment

Etant donné le manque de précision des formules approximatives données dans les normes pour l'évaluation de la fréquence propre d'un bâtiment, le logiciel propose une formule en fonction de la véritable rigidité des contreventements et en fonction des masses réelles du bâtiment.

La rigidité horizontale du bâtiment est égale à la somme des rigidités des contreventements disposés dans la direction considérée. Pour les cadres, le choix entre des piliers articulés ou encastrés à la base est possible. L'influence du degré d'encastrement à la base, ainsi que celle de la rigidité des planchers intermédiaires sont prises en compte via un facteur d'étage calculé par ailleurs. En ce qui concerne les contreventements en béton, le module d'élasticité est réduit de manière à tenir compte de la fissuration.

Quant à la masse du bâtiment, elle est supposée égale à la somme de la masse propre et des surcharges d'exploitation. La masse propre est évaluée sur la base du type de plancher des étages et de leurs épaisseurs. Les surcharges d'exploitation correspondent aux valeurs données dans la norme SIA 160 et sont multipliées par un facteur de charge compris entre 0.3 et 1.0 selon le type.

Sur base de ces rigidités et masses, la fréquence propre du bâtiment est évaluée à:

$$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{K}{M}} \qquad (1)$$

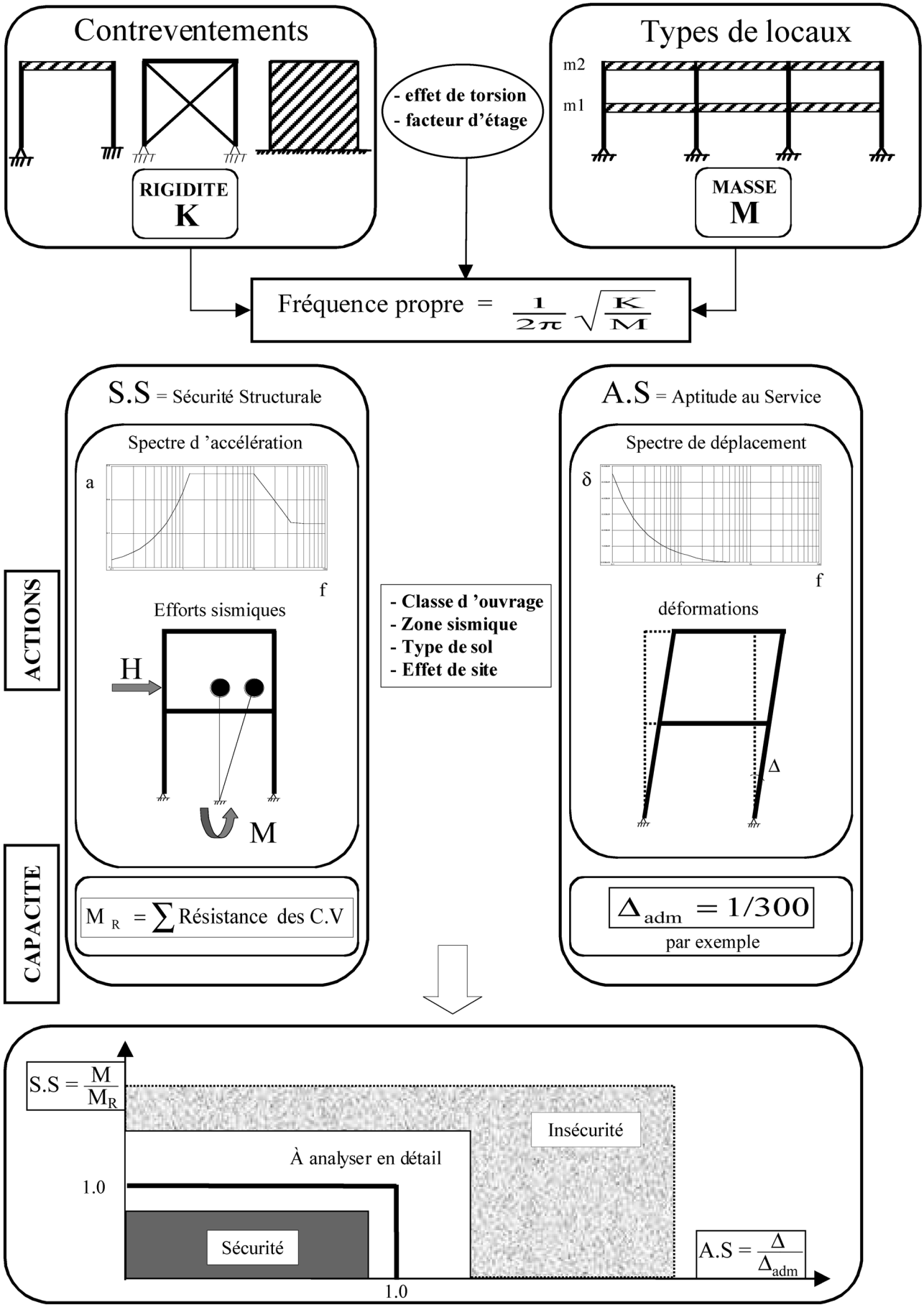


Figure 1: Schéma illustrant le processus de l'approche quantitative

Cette valeur est ensuite comparée aux formules approximatives de la norme et, éventuellement, adaptée selon l'expérience de l'ingénieur et de mesures de vibration sur place à l'aide de l'appareil MR2002 de chez Syscom.

3.3.3 Sécurité structurale

A partir de cette fréquence propre, le spectre d'accélération permet de calculer les efforts sismiques que subit le bâtiment. Les spectres de la norme suisse SIA 160 sont donnés en fonction de la zone sismique et du type de sol de fondation. L'effort sismique tient également compte de la classe d'ouvrage (via un facteur de ductilité) ainsi que d'un effet de site correspondant à une amplification locale ou à un risque de liquéfaction.

La résistance ultime des contreventements est évaluée dans le logiciel en fonction:

- de la dimension et de la géométrie des contreventements
- des caractéristiques des sections et des matériaux
- des charges verticales
- d'une amplification par torsion selon la répartition en plan des contreventements

En l'absence de plans d'armatures, la résistance ultime des voiles en béton armé est évaluée sur la base d'une "armature minimale" constituée de deux nappes d'armatures ϕ14, e=15. Une série de calculs de sections en béton armé de diverses dimensions avec cette armature a permis de développer une formule mathématique décrivant l'interaction "Moment/Effort normal/Cisaillement". Au cas où cette armature minimale s'avère insuffisante, il convient alors de vérifier le bâtiment en tenant compte de l'armature réelle de celui-ci.

Le quotient de sécurité structurale est le ratio entre le moment sollicitant extérieur et la résistance totale des contreventements.

3.3.4 Aptitude au service

Le quotient d'Aptitude au Service est le ratio entre la déformation latérale maximale divisée par la déformation admissible du bâtiment.

La déformation horizontale maximale sous l'effet du séisme est donnée par le spectre de déplacement à partir de la fréquence propre déterminée plus haut. Quant à la déformation admissible, elle est choisie en fonction de la fragilité des cloisons ou du maintien de l'ouverture des portes de garages des véhicules de secours par exemple.

3.3.5 Sécurité

Pour chaque direction principale, les quotients de Sécurité Structurale et d'Aptitude au Service sont calculés et reportés sur un système d'axes. Pour des quotients inférieurs à 1.0, la sécurité est assurée, alors que pour des valeurs supérieures à 1.0, une analyse détaillée est nécessaire. C'est alors qu'un renforcement éventuel de la structure peut être décidé.

Cette approche, basée sur deux quotients, permet donc non seulement l'évaluation et le classement rapide d'un groupe de bâtiments, mais aussi une estimation assez précise du degré de Sécurité Structurale et d'Aptitude au Service vis-à-vis du séisme.

4 Résultats

L'analyse des résultats obtenus permet de tirer les conclusions suivantes:

- plusieurs bâtiments du réseau vital présentent une sécurité structurale identifiée comme insuffisante par la méthode employée
- la tenue au séisme est plus généralement compromise par une sécurité structurale déficiente que par une aptitude au service insuffisante pour l'organisation des secours

Les bâtiments présentant une sécurité ou une aptitude au service douteuse devront faire l'objet d'une étude plus approfondie qui s'appuiera, entre autre, sur:

- une vérification sur les plans d'armatures de l'armature réelle des voiles en béton armé
- une prise en compte de l'effet bénéfique d'un noyau central par rapport à des voiles indépendants
- une vérification par mesure in situ de la fréquence propre pour les bâtiments les plus délicats
- une vérification de la nuance d'acier utilisée pour certains contreventements métalliques critiques.

5 Discussion

En ce qui concerne la comparaison entre les approches qualitatives et quantitatives, l'analyse des résultats montre une certaine corrélation entre les résultats obtenus. La figure 2, établie à la suite d'une analyse portant sur 50 bâtiments (bâtiments du réseau vital et autres) fait apparaître un nuage de points étirés qui illustre cette corrélation. Elle reste cependant relativement faible, si bien qu'une

approche qualitative seule ne saurait être recommandée. Les deux approches sont donc complémentaires.

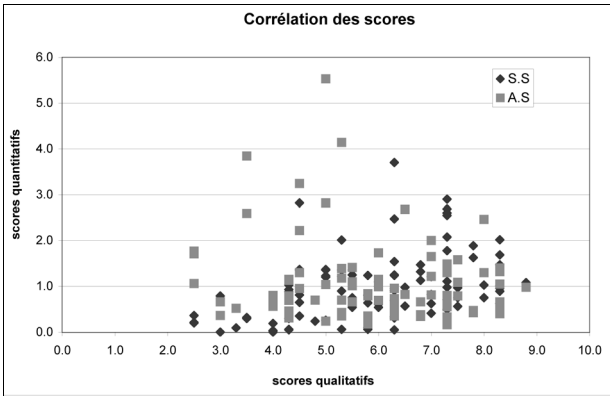


Figure 2: Corrélation entre les scores obtenus pour 50 bâtiments en utilisant les approches qualitative et quantitative

Enfin, il est apparu intéressant de reporter sur un graphe la relation entre l'élancement des bâtiments (hauteur/largeur) et la fréquence propre calculée de ceux-ci (Fig. 3).

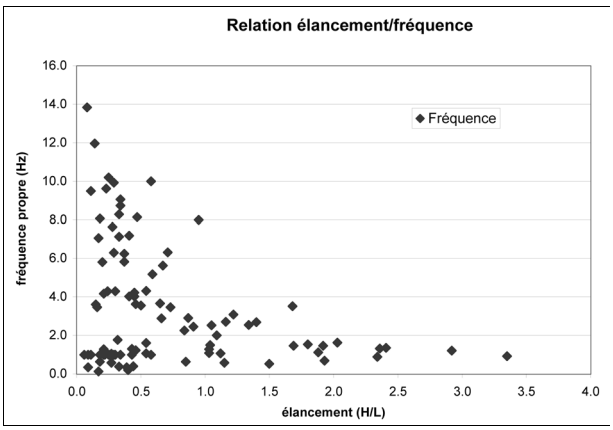


Figure 3: Relation entre l'élancement des bâtiments et la fréquence propre calculée de ceux-ci

Etant donné la dispersion des points, aucune formule unique d'évaluation de la fréquence propre ne peut être valable, ce qui explique le manque de précision des formules données dans la norme SIA 160 et dans l'Eurocode 8. Ceci montre donc l'intérêt des formules développées dans le cadre de cette étude où la rigidité réelle du type de contreventement en place est évaluée.

Enfin, toutes les données relatives aux bâtiments du réseau vital ont été introduites dans une base de données en lien avec un système d'information géographique (SIG) qui offre les outils nécessaires à la gestion du réseau vital: accès aux données, visualisation cartographique, visualisation de photographies, mise à jour.

6 Conclusion

A la lumière de cette étude, les recommandations suivantes ont pu être formulées:

- vérifier les bâtiments du réseau vital qui présentent, à l'issue de cette analyse préliminaire, une sécurité structurale ou une aptitude au service critique ou douteuse
- réaliser une analyse préliminaire des ouvrages d'accès aux éléments du réseau vital
- étudier les liaisons entre les nœuds du réseau vital afin de poser les bases d'un plan d'intervention à l'échelle cantonale (identification systématique des points faibles des liaisons, définition de mesures de consolidation, d'urgences, des redondances)

En conclusion, l'étude du réseau vital du Valais a permis de faire un inventaire et une évaluation sommaire des bâtiments qui le composent. Elle a mis en évidence les priorités d'analyse et les mesures complémentaires à prendre conduisant à une plus grande sécurité face au risque sismique.

Référence

Federal Emergency Management Agency, 1988, "Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards". Earthquake Hazards reduction series 41, FEMA 154/July 1988

Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude: Die Spitalbauten des Kantons Zürich

Peter Zwicky, Zürich

Zusammenfassung

Im Fall eines starken Erdbebens müssen Spitalbauten eine Lifeline-Funktion übernehmen. Die Anforderungen sind also höher als für konventionelle Hochbauten. Das Hochbauamt des Kantons Zürich hat deshalb die Erdbebensicherheit seiner wichtigsten Spitalbauten untersucht.

Mit der hier dargestellten Beurteilungsmethode wurden rund 70 Bauwerke an sieben Standorten grob in die drei Kategorien "genügend", "unklar" und "ungenügend" eingeteilt. Die Methode basiert auf der Durchsicht der vorhandenen Pläne und Berechnungen sowie der Begehung aller Objekte mit einer Checkliste zur Erfassung erdbebenrelevanter Merkmale.

Diese relativ grobe erste Einschätzung dient zum Setzen von Prioritäten für Sanierungsmassnahmen und zum gezielten Nutzen von kostengünstigen Verbesserungschancen bei Umbauten.

1 Spitalbauten als Lifelines

Problemstellung

Die meisten der bestehenden Bauwerke in der Schweiz wurden ursprünglich nicht speziell auf Erdbeben ausgelegt und weisen heute eine nicht näher bekannte Tragsicherheit bei Erdbeben auf. Seit der Einführung von Erdbebenbestimmungen in der Norm SIA 160 im Jahre 1970 und der wesentlich erweiterten und strengeren Bestimmungen von 1989 müssen neue Tragwerke in der Schweiz auf Erdbeben ausgelegt werden. Bei Umbauten und Sanierungen wurden solche Überlegungen aber in der Praxis bisher nur selten angestellt oder zumindest nicht speziell dokumentiert.

Es ist damit zu rechnen, dass auch wichtige Spital-Bauwerke die heutigen Erdbebenanforderungen der Norm SIA 160 [1] nicht erfüllen. Mit Einführung der neuen Normengeneration (Eurocodes bzw. Swisscodes) wird sich die Diskrepanz voraussichtlich noch verschärfen.

Diese Ungewissheit ist sowohl für die direkte Sicherheit der Personen und Einrichtungen des Spitals als auch für die Verfügbarkeit zur Bewältigung der Folgen eines Erdbebens (Katastrophenfunktion) zu beheben. Da ein starkes Erdbeben die Bauten und Einrichtungen in einer Region gleichzeitig und ohne Vorankündigung erschüttert, kommt den Spitälern als Teil der lebenswichtigen Infrastruktur nach einem solchen Ereignis eine grosse Bedeutung zu.

Ziel

Das Hochbauamt des Kantons Zürich hat diese Lücke in der Erdbebenvorsorge erkannt. Es hat den Erdbebenexperten Basler & Hofmann beauftragt, die Erdbebensicherheit der wichtigsten kantonalen Spitalbauten in einem relativ groben, kostengünstigen Vorgehen zu beurteilen. Damit sollen Entscheidungs- und Planungsgrundlagen geschaffen werden.

Dabei ist die Erdbebenvorsorge der Spitäler als eine langfristige Aufgabe zu betrachten. Sie umfasst neben der Beurteilung der Tragsicherheit von Bauwerken und Einrichtungen auch Überlegungen zur Gebrauchstauglichkeit und zur Verfügbarkeit externer Ver- und Entsorgungseinrichtungen. Allfällige bauliche oder andere Massnahmen werden sinnvollerweise vorwiegend im Zuge von Umbauten, Sanierungen oder Umnutzungen, die aus anderen Gründen anstehen, getroffen.

Vorgehen

Als erster Schritt wurde – parallel zu den objektspezifisch laufenden baulichen Sanierungsmassnahmen – eine qualitative Übersicht über den gesamten Gebäudebestand erarbeitet. Als wichtigste Grundlagen für diese Grobbeurteilung der Gebäude (Tragwerke) dienten die beim Hochbau-

amt verfügbaren Bauwerksakten, der Leitfaden von Basler & Hofmann mit der zugehörigen Checkliste ([2], [3]) und die Begehungen.

Als weitere Schritte sind vertiefende Berechnungen entsprechend den erkannten Schwachstellen und Prioritäten, angemessene Sanierungsmassnahmen sowie die Beurteilung der lebenswichtigen Versorgungssysteme vorgesehen.

2 Untersuchte Objekte

Spitäler sind gemäss Norm SIA 160 generell der höchsten Bauwerksklasse III zugeteilt. Es ist aber vor allem bei grossen Spitälern sinnvoll, im Einzelfall eine genauere Abstufung bezüglich der Wichtigkeit der einzelnen Bauwerke eines Spitals festzulegen. Eine erste Triage (Verzicht auf Gebäude mit klar geringer Wichtigkeit) erfolgte durch das Hochbauamt bei der Festlegung der zu beurteilenden Gebäude.

In dieser Studie wurden nur Bauwerke untersucht, die zum direkten Verantwortungsbereich des Hochbauamts gehören, also vor allem die Universitäts- und Kantonsspitäler, nicht aber kommunale, regionale oder private Spitäler.

Insgesamt wurden rund 70 Bauwerke an 7 Standorten im Kanton Zürich untersucht (Tabelle 1).

Viele Bauwerke bestehen aus mehreren baulich weitgehend unabhängigen Trakten, so dass insgesamt rund 100 Baukörper zu beurteilen waren. Die Figur 1 illustriert am Beispiel des Universitätsspitals, dass die grossen Anlagen baulich sehr heterogen zusammengesetzt sind und deshalb auch einzelobjektweise erfasst werden müssen.

Anlage	**Anzahl Bauwerke**
Universitätsspital Zürich	26
Kantonsspital Winterthur	12
Psychiatrische Universitätsklinik Zürich	7
Psychiatrische Klinik Neu-Rheinau	13
Psychiatrie-Zentrum Hard, Embrach	10
Krankenheim Wülflingen	2
Zentrum für Kinder- und Jugend-Psychiatrie, Zürich	1

Tabelle 1: Untersuchte Anlagen und Anzahl Bauwerke



Figur 1: Das Universitätsspital Zürich, eine heterogene Gesamtanlage, die für die Grobbeurteilung in 26 Bauwerke, mit insgesamt rund 40 Trakten, gegliedert wurde.

3 Methode für die Grobbeurteilung

Anforderungen an die Bauwerke

Die Bauwerke mit zentraler medizinischer Versorgungsfunktion sind typische Bauwerke der Bauwerksklasse III. Dazu gehören Operationssäle, Notfallstationen, Intensivstationen und Behandlungsstationen mit aufwändigen technischen Einrichtungen. Sinnvollerweise sind auch die angegliederten Bettenstationen, Labors, Hilfsräume und technischen Anlagen gleich hoch einzustufen, soweit sie für den Betrieb der Gesamtanlage wichtig sind. Zur Bauwerksklasse III gehören auch Bauwerke, in denen sich Stoffe befinden, die bei einer Freisetzung eine erhebliche Gefahr für Mensch und Umwelt darstellen.

Für diese Bauwerke dürfen im Erdbebenfall nur geringfügige Schäden an den Tragwerken, wie z.B. Risse und lokale Abplatzungen, zugelassen werden. Die Funktion der für den Betrieb wesentlichen Systeme muss erhalten bleiben. Spitalbauten, die im Katastrophenfall spezielle Versorgungsaufträge übernehmen, müssen allenfalls noch höhere Anforderungen erfüllen.

Die Zugänge für Personen und die Ein- und Ausfahrten für die Rettungsfahrzeuge der BWK III-Bauwerke müssen auch nach dem Erdbeben sicher benutzt werden können. Sie dürfen zum Beispiel nicht durch abstürzende Fassadenelemente oder Fensterscheiben unbenützbar geworden sein. Die Türen dürfen nicht durch verformte Bauteile (z.B. Decken) blockiert werden.

Beurteilung mit Checkliste

Die hier verwendete Methode der Grobbeurteilung der ausgewählten Bauwerke stützt sich auf eine amerikanische Studie ([4], [5]) ab, die sich grundsätzlich auch für die Anwendung in der Schweiz eignet. Im Rahmen der "Umfassenden Risikoanalyse Kanton Basel-Stadt" hat Basler & Hofmann einen Leitfaden mit zugehöriger Checkliste auf dieser Basis erarbeitet [2].

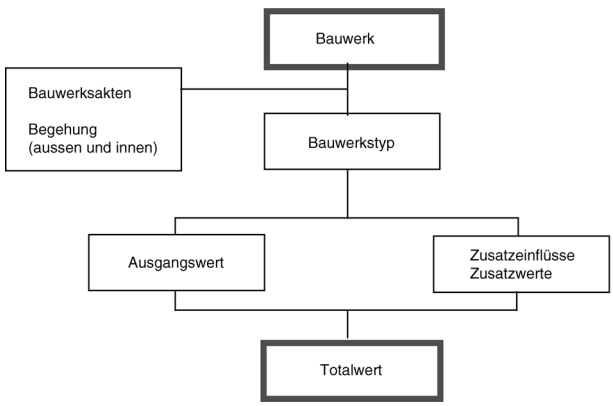
Diese Methode wurde an Bauwerken in Basel bereits erfolgreich erprobt, musste aber für die Anwendung im Kanton Zürich noch angepasst werden. Dies vor allem deshalb, weil die Erdbebengefährdung im Kanton Zürich geringer ist als in Basel. Gleichzeitig konnten aber auch die Erfahrungen aus Basel, aus den USA [6] und aus Kanada [7] in die aktualisierte Checkliste einfliessen.

Die Checkliste besteht aus dem Übersichtsblatt, dem Bewertungsblatt und dem Grundlagenblatt. Die Tabelle 2 zeigt das Bewertungsblatt mit einem Anwendungsbeispiel.

Für die Bewertung eines Bauwerks werden zunächst die verfügbaren Bauwerksakten (vor allem Statik und Plangrundlagen) durchgesehen. Anschliessend soll eine Begehung vertiefende und allenfalls auch aktualisierende Kenntnisse zum Tragwerk liefern. Wie in der Figur 2 dargestellt ist, wird auf dem Bewertungsblatt der Checkliste aufgrund dieser Erhebungen zunächst der Bauwerkstyp eingetragen. Anschliessend wird untersucht, welche der aufgeführten Zusatzeinflüsse für das Bauwerk zutreffen. Die entsprechenden Werte werden dann zum Totalwert aufaddiert.

Die Zahlenwerte sind grundsätzlich qualitative Grössen, die aufgrund von umfangreichen statistischen Auswertungen von Schadenbeben entwickelt worden sind. Sie repräsentieren in erster Linie den Einfluss spezifischer Tragwerks- bzw. Systemeigenschaften auf das Verhalten bei Erdbebeneinwirkung.

Der Ausgangswert repräsentiert die generelle Erdbebenresistenz des Tragwerkstyps. Er basiert auf der Voraussetzung, dass das Bauwerk bezüglich seines Erdbebenverhaltens durchwegs günstig gestaltet, hingegen nicht speziell auf starke Erdbeben bemessen worden ist. Mit den Zusatzwerten werden vor allem jene Einflüsse erfasst, die ein Tragwerk auf Erdbebeneinwirkungen bekanntermassen anfälliger machen (z.B. ungünstige geometrische Eigenschaften).



Figur 2: Prinzipieller Ablauf der Grobbeurteilung mit dem Checklisten-Verfahren

Der aus der Bewertung resultierende Totalwert wird schliesslich mit Referenzwerten verglichen, um eine Aussage über die Erdbebenresistenz machen zu können. Diese Einstufung erfolgt bezüglich der Stärke des Bemessungserdbebens nach Norm SIA 160 und zwar in drei Gruppen gemäss Tabelle 3.

Kanton Zürich, Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Spitalbauten

Checkliste für Gebäudebewertung: BEWERTUNGSBLATT Interne Nummer:

Datum der Aufnahme: 1.7. und 9.7.1998 Aufnahme durch: P. Zwicky

Kantonsspital Winterthur, Verbindungstrakt

Bauwerkstyp (gemäss Leitfaden, Kapitel 4)		Stahltragwerk (S)				Betontragwerk (B)				Mauerwerk (M)		Holztragwerk (H)
		S-OA	S-FW	S-BW	S-MW	B-OA	B-BW	B-MW	B-V	M-U	M-A	H
Ausgangswert		3 1/2	3	4 1/2	2 1/2	4	4 1/2	2 1/2	3	2 1/2	3 1/2	3 1/2
Zusatzwerte:												
Z1A	niedrig	+1/2	+1/2	+1	+1/2	+1/2	~~+1~~	+1/2	0	0	+1	-
Z1B	hoch	-1/2	-1/2	-1	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	-1	-1	-1	-
Z2	Zustand	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	~~-1/2~~	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2
Z3	weiches Stockwerk	-2	-2	-2	-1	-2	~~-2~~	-1	-1	-1	-2	-1
Z4	Kurzstützen	-	-	-	-1	-1	~~-1~~	-1	-1	-	-	-
Z5	Anprall	-1	-1/2	-1/2	-1/2	-1	~~-1/2~~	-1/2	-1	-1/2	-1/2	-1/2
Z6	Torsion	-1 1/2	-1	-1	-1	-1 1/2	-1	-1	-1 1/2	-1	-1	-1
Z7	unregelmässig im Grundriss	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	~~-1/2~~	-1/2	-1	-1	-1	-1/2
Z8	unregelmässig vertikal	-1/2	-1/2	-1/2	-1	-1	-1/2	-1	-1	-1	-1/2	-1/2
Z9	schwere Verkleidungen	-1	-1/2	0	0	-1	0	0	-1	-	-	-
Z10	Baugrund	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	~~-1/2~~	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2
Z11	Untergeschosse und Fundation	0	-1/2	-1/2	-1/2	0	~~-1/2~~	-1/2	-1/2	-1/2	-1/2	0
Z12	Normen	+1/2	+1/2	+1/2	+1/2	+1/2	~~+1/2~~	+1/2	+1/2	+1/2	+1/2	+1/2
Totalwert						**2 1/2**						

Erläuterungen: (Leitfaden [2], Kapitel 4)

OA ohne Ausfachung, Füllwände oder Kern
FW mit Fachwerk
BW mit Stahlbetonwänden oder -Kern
MW mit unarmierten Mauerwerkfüllwänden

U unarmiert
A armiert
V vorfabrizierte Elemente

Tabelle 2: Beispiel eines ausgefüllten Bewertungsblattes der Grobbeurteilung mit dem Checklistenverfahren

Totalwert	Einstufung	Farbmarkierung
2 oder grösser	genügend	grün
0 bis 1.5	unklar	gelb
kleiner als 0	ungenügend	rot

Tabelle 3: Einstufung der untersuchten Bauwerke nach Erdbebenresistenz

Vergleich mit anderem Verfahren

Gegenüber dem ursprünglich für den Gebäudebestand des Kantons Aargaus am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH entwickelten Verfahren [8] unterscheidet sich die hier durchgeführte Grobbeurteilung im Wesentlichen wie folgt:

- Es werden hier keine Kennziffern für die Anzahl der direkt gefährdeten Menschen bestimmt. Die Risikobetrachtung ist auf dieser Stufe vereinfacht, da es sich durchwegs um Spitalbauten mit hohen Sicherheitsanforderungen handelt.
- Die Erfassung der Tragwerks- und Systemeigenschaften ist hier detaillierter. Aus den vorhandenen Bauplänen und aus der Begehung wird mit einem Aufwand von einem halben bis ganzen Tag pro Bauwerk eine relative Einstufung entwickelt, die sich an der Kernfrage "Wird die Erdbebennorm erfüllt?" orientiert.

4 Ergebnisse

Prioritätslisten

Die Ergebnisse der Grobbewertung wurden in je einer Tabelle pro Anlage zusammengestellt. Die Tabellen enthalten die wichtigsten Angaben zum Gebäude und sind nach den Totalwerten geordnet, beginnend mit den am ungünstigsten bewerteten Bauwerken oder Teilbauwerken. In zugeordneten Anlageplänen sind die Bauwerke mit den Farbkennzeichnungen gemäss der Einstufung von Tabelle 2 markiert worden.

Diese Prioritätslisten zeigen, dass ca. 50% der Bauwerke eine genügende und ca. 45% eine unklare Erdbebensicherheit aufweisen. Insgesamt vier Bauwerke werden als "ungenügend" eingestuft. Die Tabellen enthalten auch Empfehlungen für weitere Untersuchungen oder bauliche Massnahmen.

Besondere Erfahrungen und Hinweise

Bei der Bearbeitung sind Erfahrungen gesammelt worden, die auch für weitere ähnliche Untersuchungen wertvoll sind:

- Bei der grossen Anzahl von Bauwerken ist die einheitliche, konsistente Interpretation im Bereich von Ermessensspielräumen wichtig. Wo verschiedene Ingenieure beteiligt sind, muss die einheitliche Linie durch klärende Gespräche und Koreferate sichergestellt werden. Für das Gesamtresultat und die erarbeiteten Prioritäten ist die "Gleichbehandlung" aller Objekte wichtiger als der absolute Entscheid im Einzelfall.
- Das System des Tragwerks beeinflusst die Einstufung entscheidend. Die Abgrenzung der Baukörper (Gebäudefugen) und das System der Tragwände oder Rahmen sowie die massgebenden Werkstoffe müssen klar erkannt werden.
- Weder auf die Gebäudebegehung noch auf das Auswerten der vorhandenen Plangrundlagen kann verzichtet werden. Eine besondere Schwierigkeit bestand im Erkennen und Gewichten der zahlreichen Umbauten und Erweiterungen nach der Erstellung der Bauwerke.
- In schwer interpretierbaren Einzelfällen konnten durch Rückfragen bei den verantwortlichen Ingenieuren und Architekten ergänzende Informationen eingeholt werden.
- Der Einfluss der lokalen Baugrundverhältnisse wurde im Checklisten-Verfahren zwar erfasst, hier aber nicht stark gewichtet. Alle Anlagen stehen auf gutem Baugrund, dh. auf Fels oder steifem Lockergestein.

5 Ausblick

Bei den laufenden Sanierungsprojekten sind die nun aufgezeigten Anforderungen bezüglich Verbesserung der Erdbebensicherheit bereits eingeflossen, so zB. bei der Sanierung des Bettenhauses im Kantonsspital Winterthur. Bei den bevorstehenden, geplanten Sanierungen wird dies auch erfolgen.

Allein schon die Tatsache, dass nun eine grobe Übersicht über die Erdbebensicherheit aller Anlagen vorliegt, wird bei zukünftigen Projekten sensibilisierend wirken.

Die vorliegende Grobbeurteilung dient nun dem Hochbauamt in erster Linie als Entscheidungs- und Planungsgrundlage für die zukünftigen Aus- und Umbauprojekte. Wo immer eine bauliche Veränderung geplant und ausgeführt wird, darf nun die Chance nicht verpasst werden, mit wenig Zusatzaufwand eine markante Verbesserung der Erdbe-

bensicherheit zu erzielen. Entsprechend der aufgezeigten Schwachstellen und der erarbeiteten Prioritätsliste soll die Erdbebensicherheit mit einfachen Berechnungen überprüft werden, zB. mit dem in der Norm SIA 160 dargestellten Ersatzkraftverfahren. Wenn nötig ist die Sicherheit mit angemessenen Massnahmen zu erhöhen. Im Vordergrund stehen dabei die wirksamsten baulichen Massnahmen wie klare Trennung der Baukörper (Gebäudefugen) und ausreichende, symmetrisch angeordnete Aussteifungssysteme (durchgehende Tragwände).

Für die als ungenügend eingestuften Gebäude mit wichtiger Funktion sind zudem auch unabhängig von allfälligen Umbauprojekten Sanierungsvarianten zu erarbeiten.

Im weiteren haben die im Rahmen der Untersuchung geführten Diskussionen mit den Spital-Verantwortlichen gezeigt, dass zukünftige Entscheide bezüglich Erdbebensicherung in den Rahmen eines Gesamtkonzepts zu stellen sind. Damit wird die hier dargestellte, baulich orientierte Grobbeurteilung erweitert. Die mit Priorität zu schützenden Objekte sind aus den Katastrophen-Einsatzplänen und den daraus entwickelten Dispositionen der Spitalbauten festzulegen. Die betriebsnotwendigen Versorgungssysteme sind zu überprüfen und wenn nötig zu verbessern.

Im Rahmen eines Gesamtkonzepts "Erdbebensicherheit" sind die folgenden drei Bereiche aufeinander abzustimmen:

- Einsatzpläne, Disposition, Katastrophenmanagement
- Sanierung der Tragwerke
- Überprüfung der Versorgungssysteme

Risikoabschätzungen, wie sie im Tagungsbeitrag [9] dargestellt werden, können dabei helfen, die Prioritäten vernünftig zu setzen und die kostenwirksamsten Massnahmen zu erkennen.

Verdankung

Der Autor dankt dem Hochbauamt des Kantons Zürich, namentlich dem Projektleiter Herrn T. Strub, für die Erlaubnis, den Stand der Beurteilung zu publizieren sowie für die kritische Durchsicht des Textes.

Referenzen

[1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA; Norm SIA 160, "Einwirkungen auf Tragwerke", Zürich, 1989

[2] Basler & Hofmann; für Kanton Basel-Stadt, Umfassende Risikoanalyse Phase 2, "Einschätzung der Erdbebensicherheit wichtiger Gebäude, Leitfaden", AN 1655-43, Rev. 1, 28.4.1992

[3] Rast B.; "Grobbeurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Bauten: Wegleitung für den Kanton Basel-Stadt", SIA-Tage August 1994

[4] U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA); "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook", FEMA-154, July 1988

[5] U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA); "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation", FEMA-155, September 1988

[6] Kehoe B.E.; "Rapid Visual Screening of Buildings in Southern Illinois: A Case Study", Proceedings of the 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, 1994

[7] Knoll F.; "Einige Gedanken zur Erdbebensicherung existierender Bauten (Kanadische Erfahrungen)", Festschrift Prof. Dr. Hugo Bachmann zum 60. Geburtstag, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Publikation SP-004, September 1995

[8] Bürge M. et al; "Handlungsprioritäten für die Erdbebensicherung bestehender Bauten der öffentlichen Hand", SIA-Dokumentation D0145 der SGEB-Tagung "Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik", September 1997

[9] Schneider J.; "Risiken abschätzen und Prioritäten setzen", SGEB-Tagung Erdbebenvorsorge in der Schweiz, September 2000

Evaluation sismique des structures existantes - Les méthodes de calcul basées sur les déplacements

Marc Badoux et Kaspar Peter, Lausanne

Résumé

Les méthodes de calcul basées sur les forces ont fait leur preuve pour le dimensionnement parasismique des nouvelles structures. Les méthodes de calcul basées sur les déplacements constituent un complément intéressant, notamment dans le contexte de l'évaluation sismique des structures existantes. Les déformations étant le meilleur indicateur des dégâts subis pendant un séisme, les méthodes basées sur les déplacements permettent souvent d'affiner la prédiction de la performance sismique d'un bâtiment. Malgré leurs avantages, plusieurs obstacles limitent une plus large utilisation de ces méthodes.

Afin d'illustrer l'utilisation de diverses méthodes de calcul, les résultats de l'évaluation sismique d'un bâtiment suisse selon différentes méthodes sont brièvement présentés.

1 Introduction

Dans leur grande majorité, les bâtiments suisses ont été conçus et construits sans considérations de l'aléa sismique [Bachmann et al. 1998]. Certains de ces bâtiments sont sismiquement vulnérables; leur identification et, le cas échéant, la prise de mesures remédiables, est une obligation morale et économique pour notre société. Comme l'illustrent les différentes contributions rassemblées dans cette publication, cette tâche soulève des questions fondamentales qui débordent du cadre technique de la protection parasismique, par exemple concernant la responsabilité ou le risque acceptable. Quelles que soient les réponses apportées par la société à ces questions, elle en vient immanquablement à demander à l'ingénieur une « prédiction » des dommages sismiques. Les décideurs (propriétaires, autorités, ...) veulent une estimation des quantités suivantes [Holmes 2000]:

- le nombre de morts et de blessés,
- le montant des dégâts matériels,
- la durée d'interruption de fonctionnalité.

Afin de développer une estimation des dommages pour un bâtiment donné et pour un séisme de référence, il faut disposer d'un outil de calcul qui prédise la réponse sismique de la structure du bâtiment. Cet article traite des méthodes de calcul sismique des structures. Il s'agit en particulier de faire une description comparative des méthodes basées sur les forces et celles basées sur les déplacements.

L'intérêt d'une évaluation basée sur le calcul des déplacements de sa structure réside dans le fait que les déformations (qui sont liées aux déplacements horizontaux) constituent le meilleur indicateur de l'endommagement de la structure et des éléments non-structuraux du bâtiment [Priestley 2000]. Ceci est illustré pour un élément de structure ductile à la figure 1 et pour une structure à la figure 2. Dans les deux cas, la définition d'un indice d'endommagement pertinent dans le domaine où la réponse sismique engendre des dégâts doit être basée sur les déformations plutôt que sur les forces. L'intérêt d'une approche déplacement est lié au fait que pendent un séisme une structure doit accommoder de l'énergie ou des déplacements imposés, et non des forces.

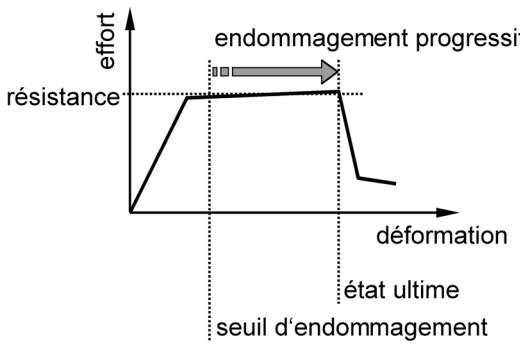


Figure 1: Relation force-déformation simplifiée d'un élément de structure ductile (colonnes, poutres, murs).

Il faut cependant préciser d'emblée que l'intérêt d'un calcul basé sur les déformations est lié à la ductilité de la structure, i.e. à sa capacité à se déformer dans le domaine inélastique. Si la réponse sismique d'une structure est non-ductile, l'évaluation doit se faire sur la base d'un comportement essentiellement élastique. Un calcul basé sur les déplacements n'a dans ce cas pas de valeur particulière en comparaison avec un calcul basé sur les forces.

2 Les méthodes de calcul sismiques

Ce paragraphe décrit très brièvement les principales méthodes de calcul à disposition des ingénieurs pour conduire l'analyse sismique d'une structure. Il s'agit de méthodes qui donnent des règles pour la modélisation de la structure du bâtiment et pour le calcul de la réponse sismique. On distingue ici les méthodes de calcul basées sur les forces et celles qui permettent un dimensionnement ou une évaluation basée sur les déplacements.

Méthodes Basées sur les Forces (MBF)

Les méthodes de calcul basées sur les forces (MBF) permettent d'évaluer les efforts sismiques dans la structure. Pour cela, on utilise en général des modèles linéaires. On tient compte du comportement non-linéaire de la structure au moyen de coefficients de comportement. L'influence des caractéristiques dynamiques de la structure est incluse en déterminant la charge (statique) de remplacement sismique au moyen d'un spectre de réponse. La « méthode des forces de remplacement » fait l'hypothèse, souvent raisonnable dans les bâtiments multi-étages, que le premier mode de vibration domine la réponse sismique. En l'absence de cette hypothèse simplificatrice on peut utiliser la « méthode des spectres de réponse » qui tient compte de l'influence des modes supérieures.

Les méthodes basées sur les forces sont utilisées pour vérifier que les efforts dans la structure ne dépassent pas, pour un séisme donné, les limites de résistance des éléments de la structure. Il s'agit par exemple de vérifier que la résistance des murs du rez-de-chaussée est suffisante.

Méthodes Basées sur les Déplacements (MBD)

Les méthodes de calcul basées sur les déplacements (MBD) sont conçues pour estimer les déformations que va subir la structure pour un séisme de référence. Elles permettent donc par exemple une vérification des limites de déformations d'un élément structural ou le déplacement horizontal entre deux étages (« interstory drift »), une valeur souvent utilisée comme référence pour les éléments non-porteurs. Leur utilisation est illustrée pour un bâtiment exemple dans la section 4.

La prédiction des déformations pour un séisme qui fait entrer une structure dans le domaine non-linéaire requiert la modélisation non-linéaire de la structure. Au plus simple, ceci est fait par une modélisation bilinéaire (élasto-plastique) du comportement des éléments structuraux. Au plus complexe, on définit pour chaque élément de structure des lois de comportement hystérétique qui tiennent compte de la dégradation des caractéristiques structurales sous des cycles de déformation non-linéaires.

L'analyse non-linéaire dynamique consiste à soumettre un modèle de structure non-linéaire à un histogramme d'accélération. On obtient par intégration par pas de temps (« time history analysis ») l'évolution des déformations et des forces dans les structures pendant le séisme (figure 4).

Les difficultés d'utilisation de l'analyse non-linéaire dynamique ont favorisé le développement d'une famille de MBD non-linéaire statique. Elles se fondent, comme la méthode des forces de remplacement, sur l'observation que le mode fondamental domine la réponse sismique d'une grande majorité des bâtiments. Cette simplification permet le développent de méthodes approximatives qui peuvent souvent prédire les déformations (et le mode de rupture) de la structure avec une fiabilité suffisante et pour un effort raisonnable (figures 5 et 6). Des détails supplémentaires concernant l'analyse statique non-linéaire des structures peuvent être trouvés dans la littérature [Priestley 2000] [Peter, Badoux 2000].

3 Choix des méthodes d'analyse

Le choix des méthodes dépend notamment de la nature des résultats recherchés, des connaissances et outils à disposition de l'ingénieur, et des normes en vigueur. A propos de ce choix, on peut faire les remarques suivantes, d'abord pour les structures nouvelles (dimensionnement), puis pour les structures existantes (évaluation).

Dimensionnement de nouvelles structures

- Les MBF sont à la base de la plupart des normes sismiques en vigueur dans le monde, y compris en Suisse. Elles ont fait leur preuve, et elles sont dominantes dans le dimensionnement des nouvelles structures. Elles permettent une conception, un dimensionnement et une construction efficace de structures sismiquement sûres pour le séisme de référence.
- Elles sont bien adaptées à la grande majorité des situations, spécialement dans un pays à moyenne sismicité comme la Suisse.
- Les MBF et des modèles linéaires ont l'avantage de la simplicité. Elles permettent notamment de faire l'économie d'une modélisation non-linéaire de la structure. Il est connu que la non-disponibilité actuelle dans les bureaux d'ingénieurs d'un outil de calcul non-linéaire suffisamment fiable, simple et reconnu, constitue un obstacle à une plus grande utilisation des MBD. Ceci est en particulier le cas pour l'analyse non-linéaire dynamique qui a pourtant le meilleur potentiel de prédiction « réaliste » de la réponse d'une structure à un séisme donné.

- Des voix s'élèvent cependant pour promouvoir une utilisation plus large des MBD. Elles font remarquer qu'un dimensionnement basé sur la vérification de critères de déformations produit un bâti avec un risque sismique plus homogène [Priestley 2000]. Les partisans du dimensionnement basé sur les déplacements notent aussi que le développement souhaité du « performance based seismic design » (dimensionnement pour satisfaire des critères de performances pour différents niveaux de sollicitations) requiert le développement d'outils d'évaluation de la performance pour lesquels la prédiction des déformations aux différents états limites est centrale (figure 2).
- Bien que le dimensionnement à la capacité (« capacity design ») ait été développé dans le contexte du dimensionnement basé sur les forces, sa philosophie de base et les mesures de dimensionnement qu'il a engendrées peuvent être utilisées dans un dimensionnement basé sur les déplacements. L'intérêt des MBD allant croissant avec la ductilité, les structures dimensionnées à la capacité forment pour elles un excellent champ d'utilisation. Il apparaît par exemple qu'un outil d'analyse « push over » (voire section 4) peut être utile pour la mise au point et la vérification d'une séquence de rupture favorable et conforme aux choix stratégique de l'ingénieur. Cette analyse donnera de plus des informations utiles pour la vérification des états limites de service.
- On peut encore remarquer qu'un calcul non-linéaire dynamique fournit aussi l'information nécessaire à une vérification des efforts dans la structure. Un tel calcul peut donc être utilisé pour vérifier à la fois des limites de déformations et des limites de force ou d'accélération.

Evaluation de structures existantes

- Bien que du point de vue du calcul il n'y ait pas de différences entre le calcul d'une structure en projet et d'une structure existante, le choix des méthodes de calcul peut être différent. Ceci est dû au contexte et objectifs différents dans lequel est conduit le calcul. Il y a d'abord le fait que l'évaluation est une tâche d'analyse, la structure étant connue et sa capacité de déformation pouvant être détérminée. Il y a ensuite le fait que dans une situation de dimensionnement on se contente généralement de garantir un comportement minimum, il est souvent souhaitable dans le domaine de l'évaluation de tenter une prédiction « réaliste » de la performance. Cette différence découle de la différence du coût des mesures parasismiques. Ce coût est généralement marginal pour un bâtiment neuf, alors qu'il est souvent considérable (pouvant dépasser 25% de la valeur du bâtiment) pour un bâtiment existant. Parce que les déformations sont le meilleur indicateur de la performance sismique d'un bâtiment dans un séisme dévastateur, les MBD ont donc un intérêt particulier dans le domaine de l'évaluation sismique. Ceci est illustré par l'état de la pratique aux Etats-Unis où le domaine d'utilisation le plus large des MBD est l'évaluation et le renforcement des structures. Une recommandation californienne influente préconise par exemple l'utilisation d'une méthode statique non-linéaire [ATC 1996].
- C'est d'abord dans l'évaluation détaillée de structures auxquelles une évaluation préliminaire attribue une vulnérabilité sismique incertaine que l'utilisation des MBD peut s'avérer intéressante. Le premier tri des bâtiments ne requiert pas de calculs ou des calculs simples. Il n'est pas nécessaire de recourir à des méthodes de calculs détaillées pour identifier les bâtiments clairement adéquats ou clairement inadéquats (voir contributions de Capron, Kölz et Zwicky dans cette publication). Mais, comme l'illustre l'étude présentée par Zwicky dans laquelle 45% des structures ont été classées dans la catégorie « unklar », de nombreux bâtiments tombent dans la catégorie intermédiaire des bâtiments qui requièrent une analyse sismique détaillée. Le premier pas de cette analyse détaillée utilisera une MBF, la méthode des forces de remplacement par exemple. En fonction des résultats, elle pourra être complétée et affinée par une analyse par une MBD.

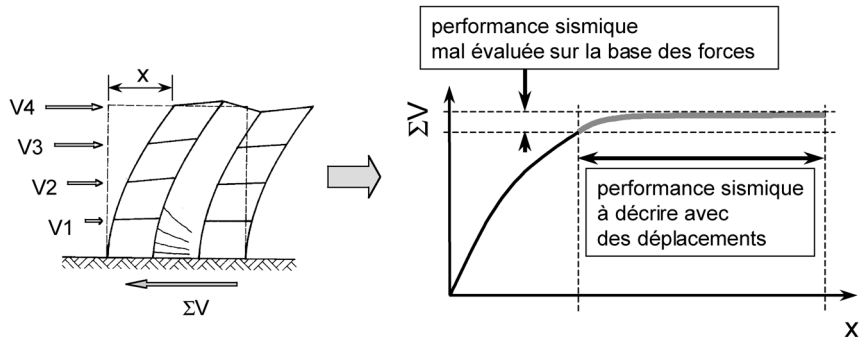


Figure 2: Diagramme charge - déformation latérale typique pour un bâtiment

- La conception et le dimensionnement de mesures de renforcement constituent l'autre principal champ d'application des MBD. Le "push over" est un outil pratique pour mettre en évidence le mécanisme inélastique d'une structure existante. Les méthodes statiques non-linéaires se prêtent par ailleurs bien au choix des mesures de renforcement [Badoux 1998].
- Dans le cas de structures dont la ductilité est très réduite ou incertaine, le comportement de la structure peut être estimé de manière réaliste et conservatrice par un calcul élastique. Les MBD n'ont donc dans ce cas de valeur particulière. C'est par exemple le cas pour une structure dont la rupture sous charge latérale est gouvernée par la rupture à l'effort tranchant de murs peu ou pas armés. L'expérience montre cependant que beaucoup de bâtiments mal conçus et/ou mal détaillés ont une ductilité non-négligeable. Bien que particulièrement difficile, la mise à contribution de cette ductilité se justifie dans certains cas d'évaluation sismique. Les MBD font alors partie des outils à disposition pour relever ce défi.
- L'intérêt d'une meilleure prédiction de la performance est clair dans une évaluation pour un séisme donné, celui d'une norme par exemple. Cet intérêt est moins évident dans une approche ou l'on tient compte des incertitudes qui subsistent au niveau de l'aléa. En Suisse par exemple, ces incertitudes sont énormes et « noyent » partiellement le gain de « réalité » du coté structure.
- L'évaluation détaillée d'un bâtiment requiert un effort de calcul important. Cet effort varie considérablement en fonction de la complexité du bâtiment et de la qualité des données à disposition. Il dépend aussi de la méthode de calcul utilisée, des outils informatiques à disposition, de la finesse de modélisation et de l'expérience de l'ingénieur. A titre purement indicatif, et afin de donner un ordre de grandeur, voici une estimation du travail d'ingénieur requis pour l'évaluation sismique du bâtiment exemple traité ci-dessous : environ 3 jours pour la récolte des données et le calcul des masses, environ 3 jours pour une analyse linéaire basée sur la méthode des forces de remplacement, et environ 10 jours pour un calcul non-linéaire statique. On peut ajouter sur la base de l'expérience acquise dans le cadre du projet de recherche décrit dans [Peter 2000] qu'il faut compter à l'heure actuelle entre 1.5 à 2 fois plus de temps pour une analyse non-linéaire dynamique qu'un calcul non-linéaire statique. Il faut insister sur le fait que l'effort d'évaluation est une grandeur très variable et qu'il est très difficile de donner des indications de durée qui aient une valeur générale. Ceci est d'autant plus vrai en Suisse où le bâti existant est très diversifié et où l'expérience dans le domaine de l'évaluation sismique est encore très limitée.
- Il est clair que les diverses méthodes de calcul doivent être considérées comme complémentaires plutôt que concurrentes, comme l'illustre l'exemple traité ci-dessous.

4 Exemple

En guise d'illustration des observations ci-dessus, les résultats de l'évaluation sismique d'un bâtiment suisse selon différentes méthodes de calculs sont présentés ici. La description des calculs et des hypothèses est limitée à l'essentiel, une information détaillée étant disponible dans [Peter 2000].

Le bâtiment exemple est un immeuble de bureau de cinq étages plus sous-sol. La structure porteuse du bâtiment CED est construite en béton armé coulé sur place. Le contreventement dans le sens longitudinal est formé par trois cadres, un refend principal (figure 3) et des murs en béton armé de résistance nettement plus petite.

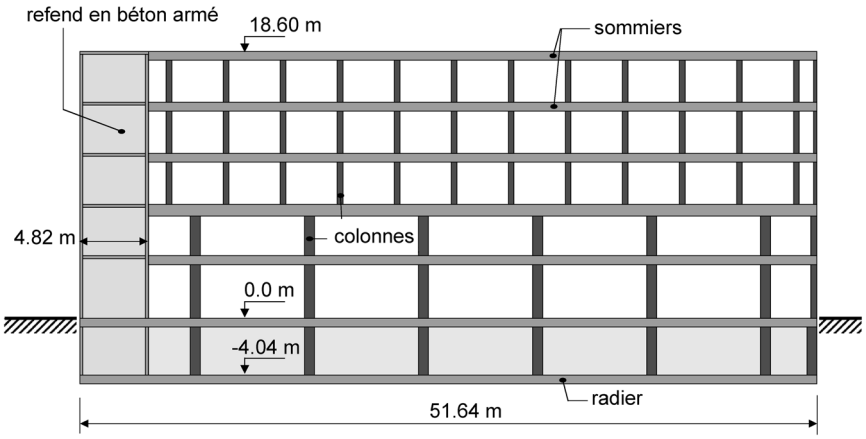


Figure 3: Coupe longitudinale adaptée du bâtiment CED montrant le refend principal et le cadre central du bâtiment

Analyse non-linéaire dynamique

La figure 4 montre le résultat d'un calcul non-linéaire dynamique. Il se base sur un modèle structural comprenant le comportement inélastique et hystérétique. On peut observer un déplacement maximal du toit d'approximativement 100 mm et le déplacement maximal d'un système équivalent de la structure avec un degré de liberté est 73 mm. Ensuite, on constate une augmentation de la période de vibration dominante de 0.6 à 1.2 secondes environ. Elle est due à la perte de rigidité de la structure suite à son endommagement. On constate aussi que les plus grands déplacements se manifestent pour la structure assouplie. Dans ce calcul, des éléments structuraux ont subi des déformations qui dépassent largement le seuil d'endommagement, mais qui sont plus petites que l'état ultime (voir figure 1).

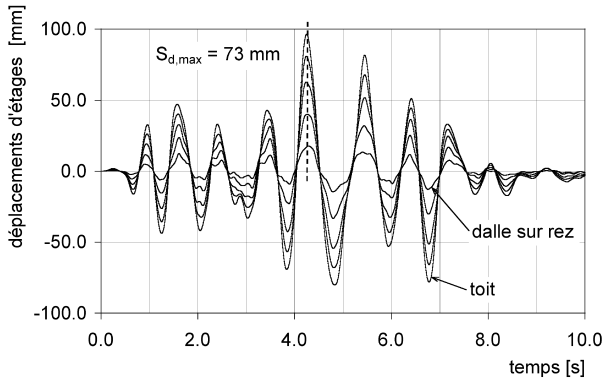


Figure 4: Déplacements des étages du bâtiment CED selon un calcul non-linéaire dynamique pour un historique d'accélération artificiel correspondant au spectre de réponse de la norme EC8 (classe de sol B et accélération maximale du sol de 2.5 m/s^2)

Analyse non-linéaire statique

Diverses procédures ont été développées pour conduire une analyse non-linéaire statique d'une structure [Priestley 2000]. Elles permettent d'approximer les déplacements des étages et les déformations maximales des éléments structuraux et donc les dégâts. C'est la « capacity spectrum method » détaillée dans [ATC 1996] (complété d'une analyse d'efforts tranchants des murs porteurs) qui a été utilisée pour l'évaluation sismique du bâtiment CED.

Le premier pas du calcul consiste à conduire le « push over » de la structure afin de déterminer ses déplacements latéraux jusqu'à l'état ultime (figures 2 et 5). Ensuite, on transforme la réponse non-linéaire du bâtiment dans un système équivalent avec un degré de liberté. Le résultat, le spectre de capacité, est reporté dans un plan avec l'accélération spectrale sur l'axe vertical et le déplacement spectral sur l'axe horizontal (figure 5).

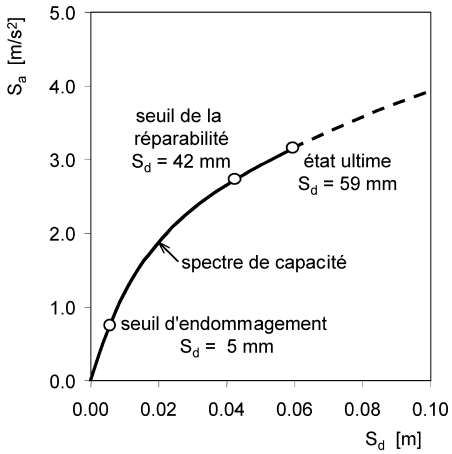


Figure 5: Déplacement latéral d'un système avec un degré de liberté représentant la structure du bâtiment CED. Trois états limites sont indiqués.

Pour le bâtiment CED, on calcule un déplacement spectral de seulement S_d = 5 mm pour le seuil d'endommagement et de S_d = 59 mm pour l'état ultime. Le critère d'endommagement est atteint dans des murs secondaires (effort tranchant) et le critère d'état ultime est atteint dans le mur de refend principal (figure 3). La structure étant composée d'un mur de refend et des cadres, on ne trouve pas de plateau horizontal dans la figure 5. Sous les déformations qui plastifient le mur en flexion, les cadres, plus souples, restent élastiques.

Le second pas consiste à estimer le déplacement spectral du bâtiment pour le séisme donné. Ceci requiert le calcul itératif d'un amortissement équivalent de la structure. En calculant le spectre de réponse avec cet amortissement, on peut trouver le « performance point » sur le spectre de capacité (figure 6). Appliquée au modèle du bâtiment CED pour le spectre de réponse de la norme EC8, classe de sol B et une accélération maximale du sol de 2.5 m/s^2, on trouve un déplacement spectral de 78 mm. A partir de cette valeur et de l'analyse « push over » on peut déduire les déplacements et déformations de la structure.

L'estimation du déplacement spectral par la « capacity spectrum method » est donc proche de l'analyse non-linéaire dynamique ($S_{d,max}$ de 78 mm et 73 mm) pour ce bâtiment et pour le séisme considéré. Cette bonne concordance doit cependant être relativisée au vu du désaccord des deux méthodes concernant le déplacement spectral à l'état ultime. Dans l'analyse non-linéaire dynamique, l'état ultime n'est atteint dans aucun élément de structure pour le séisme considéré, alors que l'analyse statique non-linéaire prédit que l'état ultime d'un élément structural important pour le contreventement est atteint pour un déplacement spectral de 59 mm. Cette valeur est nettement inférieur au 78 mm prédit pour le déplacement spéctral.

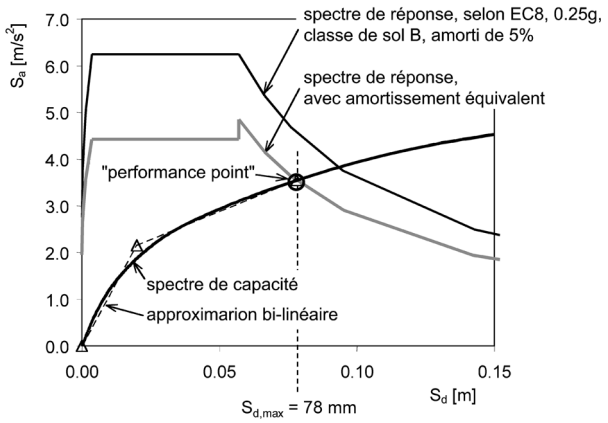


Figure 6: Estimation du déplacement sismique du système équivalent du bâtiment exemple avec une méthode de calcul statique non-linéaire (procédure proposée dans [ATC 1996])

Comparaison avec les MBF

A titre comparatif, le bâtiment CED a été analysé avec des MBF. Ces analyses ont été conduites avec un modèle de structure linéaire et sur la base des normes SIA en vigueur (avec K = 2.0). Selon ces calculs, la structure résiste à des sollicitations correspondant à environ la moitié des sollicitations calculées pour l'état ultime avec la méthode statique non-linéaire. La grande différence des résultats s'explique par plusieurs facteurs, liés notamment à la différence entre une approche « normée » (pour le dimensionnement de structures neuves) et une approche « non-normée ». Par exemple, pour un calcul selon la méthode des forces de remplacement, la redistribution entre les éléments résistants latéralement est limitée (de manière conservative) par la norme. D'autre part, la redistribution effective ne peut être calculée qu'avec une analyse non-linéaire. Cette dernière peut montrer une redistribution des efforts beaucoup plus importante que celle supposée par la norme.

Les calculs ci-dessus illustrent le fait que l'utilisation de méthodes de calcul différentes peut produire des résultats sensiblement différents. Ceci est confirmé par d'autres évaluations comparatives qui ont aussi mis en évidence des différences considérables selon l'approche (par exemple [Fardis 1999]). Dans l'état actuel des connaissances, il apparaît judicieux de considérer les diverses méthodes de calcul comme complémentaires. L'utilisation de l'une des MBD permet par exemple d'affiner la première évaluation faite avec une MBF. L'enjeu économique considérable d'une décision de renforcement parasismique d'une part et le caractère aléatoire du problème d'autre part, justifie l'utilisation de différentes méthodes de calcul. Les différences souvent importantes des résultats mettent en évidence l'importance primordiale du jugement de l'ingénieur dans l'évaluation sismique d'une structure existante.

5 Conclusion

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment requiert dans beaucoup de cas un calcul détaillé de sa structure. Les enseignements d'un calcul basé sur les déplacements permettent de compléter le jugement que l'ingénieur développe à l'aide d'un calcul basé sur les forces. Lorsque la structure a un comportement inélastique important, le passage par les déplacements et les déformations permet d'améliorer la prédiction des dommages structuraux et non-structuraux. Bien que freiné par le lent développement de règles et d'outils de calcul adéquats, l'utilisation plus large des méthodes basées sur les déplacements constitue donc un progrès important dans l'évaluation parasismique des bâtiments.

Références

ATC; *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*; ATC-40, Applied Technology Council, USA, 1996

Bachmann H., Darbre G.R., Deichmann N., Koller M.G., Studer J., Tiniç S., Tissières P., Wenk Th., Wieland M., Zwicky P.; *Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung in der Schweiz*; Schweizer Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik (SGEB), SIA-Dokumentation D 0150, 1998

Badoux M.; *Comparison of Seismic Retrofitting Strategies with the Capacity Spectrum Method*; 11th European Conference on Ear thquake Engineering, Paris, A.A.Balk ema, 1998

Fardis M.; *Review of current seismic assessment procedures;* draft for fib Com. 7 WG1, 1999

Holmes W.; *Risk assessment and retrofit of existing buildings*; 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000

Peter K., Badoux M.; *Application of the Capacity Spectrum Method to R. C. Buildings with Bearing Walls*; 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000

Peter K.; *Erdbebenüberprüfung bestehender Stahlbetongebäude*; Thèse EPFL, en préparation, 2000

Priestley M.; *Performance based Seismic Design*; 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 2000

Beispiele zur Anwendung der Kapazitätsbemessung für die Erdbebenertüchtigung von Gebäuden

Martin G. Koller, Carouge (Genève)

Zusammenfassung

Vorgestellt werden das Polizeigebäude in Sion sowie die Kinderklinik, Haus 9 des Kantonsspitals Aarau. Beide Objekte wurden in den Jahren 1998 bzw. 1999 mittels Kapazitätsbemessung verstärkt. Nicht die auftretenden Erdbebenkräfte, sondern die der bestehenden Bausubstanz maximal zumutbaren Deformationen bestimmten die Abmessungen der Verstärkungselemente.

Es wird aufgezeigt, dass die Erdbebensicherung unter Anwendung der Kapazitätsbemessung ein Umdenken in bezug auf zahlreiche festgefahrene Gewohnheiten erfordert. Gleichzeitig wird dargelegt, dass dank der Kapazitätsbemessung signifikante Kosteneinsparungen bei den Fundationen erzielt werden können. Der Beitrag schliesst mit einem "Plädoyer" für duktile Stähle niedriger Fliessgrenze.

1 Einleitung

Im hier vorliegenden Beitrag werden die in den Jahren 1998 bzw. 1999 ausgeführten Erdbebenertüchtigungen des Polizeigebäudes in Sion und des Kinderspitales Aarau vorgestellt. Den beiden Projekten gemeinsam ist, dass die Prinzipien der Kapazitätsbemessung konsequent umgesetzt wurden – wenn auch in Sion nur in Gebäude-Längsrichtung.

Der Autor war in beiden Fällen verantwortlicher Berater und arbeitete jeweils eng mit lokalen Bauingenieuren und Architekten zusammen (siehe Kasten). Der Autor selbst bearbeitete oder begutachtete vor allem die Schlüsselaspekte, die für die zuverlässige Umsetzung der Prinzipien der Kapazitätsbemessung wesentlich schienen.

Der vorliegende Beitrag zeigt auf, welche praktischen Probleme die Kapazitätsbemessung mit sich bringen kann, nicht zuletzt auch auf der Ebene der Kommunikation zwischen dem Spezialisten und den übrigen Beteiligten, die von zahlreichen traditionellen Denkmustern Abschied nehmen müssen. Das Ziel ist dabei nicht etwa, die Kapazitätsbemessung in Frage zu stellen – zu überzeugend sind ihre Vorteile –, sondern vielmehr mitzuhelfen, dass sich diese nach und nach auch in der Schweiz durchzusetzen vermag.

Die Ertüchtigung des Polizeigebäudes in Sion und des Kinderspitals Aarau waren Teamarbeiten. Der Autor dankt allen, die mitgewirkt haben.

In Sion waren vor allem beteiligt:

Bauherr:	Bernard Attinger, Kantonsbaumeister Kt. Wallis
Ingenieure:	Albert Fournier und Loris Polano, CERT SA, Sion
Fundation:	Pascal Tissières, Martigny
Architekten:	Aude Bornet Fournier, Haute-Nendaz, Pierre Cagna, Sion

Die konzeptionelle Idee zur Verstärkung – Anbinden des Gebäudes mittels Vorspannkabel an äussere "Masten" – wurde zuerst von Jean-Yves Duchêne, Genf, vorgeschlagen.

In Aarau waren vor allem beteiligt:

Bauherr:	Fritz Althaus Kantonsbaumeister Kt. Aargau
Ingenieur:	Peter Zumbach, Aarau
Architekten:	René Gysi, Peter Lüscher, Klaus Flury, Aarau

Ein besonderer Dank gilt auch den Eisenlegern unbekannten Namens, die ungewohnte Bewehrungspläne mit unüblich hoher Präzision zu befolgen hatten – dies ganz besonders bei der gekoppelten Tragwand.

Bilder: A. Fournier, L. Polano, P. Cagna, A. Dazio

2 Polizeigebäude Sion

Das Polizeigebäude in Sion beherbergt auf dem 2. Stockwerk die sogenannte Krisenzelle. Es handelt sich um eine Kommandozentrale, von der aus der zivile Führungsstab im Falle eines Katastrophenereignisses die Rettungsarbeiten koordinieren soll. Die Erkenntnis, dass das Polizeigebäude bei einem

starken Erdbeben einzustürzen drohte, begründete einen dringenden Handlungsbedarf. Die kostengünstigste Lösung wäre gewesen, die Kommandozentrale z.B. in eine Zivilschutzanlage zu verlegen. Trotzdem entschied man sich für eine umfassende Erdbebenertüchtigung. Tatsächlich hat die Polizei als Ganzes im Erdbebenfall eine wichtige Funktion zu erfüllen – eine mangelnde Verkehrsregelung etwa hatte die Rettungsarbeiten in Kobe (1995) ungemein behindert. Es wäre darüber hinaus auch politisch kaum vertretbar gewesen, weiterhin etwa 130 Leute in einem Gebäude mit bekannter, krass ungenügender Erdbebensicherheit arbeiten zu lassen.

Die rechnerische Überprüfung des Polizeigebäudes erfolgte 1995. 1996 wurde ein Verstärkungskonzept ausgearbeitet. In Längsrichtung wurde ein völlig neues Tragsystem für Horizontalkräfte nach den Prinzipien der Kapazitätsbemessung entworfen; ausgeführt wurde das Projekt 1998. In Querrichtung werden die vorhandenen Tragelemente in "konventioneller" Weise verstärkt; die entsprechenden Bauarbeiten stehen kurz vor dem Abschluss. Im vorliegenden Beitrag wird nur die – interessantere – Verstärkung in Längsrichtung vorgestellt.

2.1 Ausgangszustand des Gebäudes

Beim Polizeigebäude in Sion handelt es sich um ein Bürogebäude aus Stahlbeton aus dem Jahr 1962, mit 10 Stockwerken und einem massiven Untergeschoss, teilweise als Zivilschutzanlage ausgebildet. Länge und Breite des Gebäudes sowie die Höhe ab Boden betrugen im Ausgangszustand, vor der Verstärkung, 37.5 m, 16.5 m sowie 36.5 m. Die gesamte in die seismische Berechnung einfliessende Masse betrug 7200 t.

Die Aussteifung in Längsrichtung bestand in nur zwei asymmetrisch angeordneten Liftschächten, die sich als bei weitem ungenügend herausstellten. Sowohl der unregelmässige Querschnitt des grösseren der beiden Liftschächte wie auch die Bewehrung dieser Schächte, aus heutiger Sicht völlig ungenügend, liessen ein sprödes Bruchverhalten erwarten.

2.2 Ertüchtigungskonzept

Das Ziel der Ertüchtigung war sicherzustellen, dass die Kommandozentrale auf dem 2. Stock im Falle eines Erdbebens funktionstüchtig bleibt – und zwar für ein Beben mit nomineller Wiederkehrperiode von 400 Jahren, wie es der Norm SIA 160 [1] zugrunde liegt ("SIA-Beben"). Die Wahrscheinlichkeit beträgt dann noch 12 %, dass in 50 Jahren ein Erdbeben auftritt, das stärker ist: Es wurde also nur ein "angemessener", aber beileibe kein "totaler" Schutz angestrebt.

Die Anforderungen an die Kommandozentrale entsprachen damit denjenigen der Bauwerksklasse (BWK) III gemäss Norm SIA 160. Für die Stockwerke oberhalb der Kommandozentrale beschied man sich mit den Anforderungen an die BWK II, d.h. es galt sicherzustellen, dass diese nur geringe strukturelle Schäden erleiden. Die Attika wurde sogar nur als BWK I behandelt.

Verschiedene mögliche Ertüchtigungskonzepte [2] wurden auf ihre Eignung hin untersucht und schliesslich eine Verstärkung mit Hilfe neuer Tragelemente vorgesehen. Da Eingriffe am bestehenden Bauwerk einzig zur Erhöhung der Erdbebensicherheit notwendig waren, drängte sich eine Lösung mit a priori aussenliegenden neuen Tragelementen auf: Bild 1 zeigt das Verstärkungskonzept. Ausserhalb der westlichen Stirnfassade wurden zwei grosse, vertikale I-Träger ("Masten", Bild 2) gebaut und das Gebäude mit Hilfe von Vorspannkabeln auf Höhe der Decken mit den Masten steif verbunden. Diese Lösung erlaubte, das Gebäude auch während der Bauzeit praktisch uneingeschränkt zu nutzen.

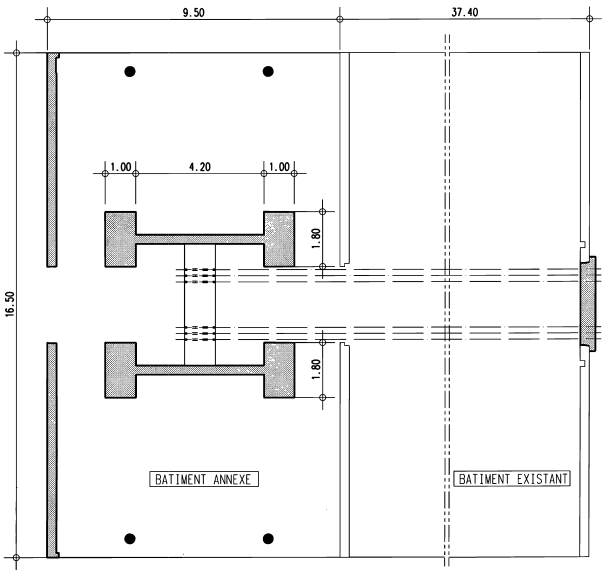


Bild 1: Verstärkungskonzept: Externe "Masten", Gebäude über Vorspannkabel angebunden

Der Bauherr hatte schliesslich die Idee, die Erdbebenertüchtigung mit einer Erweiterung des Gebäudes zu kombinieren und so die verhältnismässig hohen Investitionskosten anhand zusätzlicher Büroräume bis zu einem gewissen Grad zu rentabilisieren. Dadurch entstand aus der äusseren Verstärkung eine scheinbar innere (Bild 3).



Bild 2: Masten in Form vertikaler I-Träger im Bauzustand



Bild 3: Verstärktes Gebäude: die vordersten 4 Fensterkolonnen entsprechen der Gebäudeerweiterung

Die gesamten Kosten für den Erweiterungsbau inklusive Erdbebenertüchtigung in Längsrichtung des ganzen Gebäudes betrugen CHF 5.5 Mio. Ein entsprechender Erweiterungsbau ohne Erdbebenertüchtigung hätte etwa CHF 2.5 Mio gekostet. Damit ergeben sich CHF 3.0 Mio allein für die Erdbebenertüchtigung. Geht man von einem SIA-Volumen von 10'500 m^3 à CHF 480.-/m^3 aus, so ergäbe sich ein Neuwert des Gebäudes – ohne Erweiterungsbau – von CHF 10.5 Mio. Mit Abbruch des bestehenden Gebäudes und Delokalisation der Arbeitsplätze für 1.5 Jahre hätten sich Gesamtkosten von CHF 12 Mio ergeben. Die Investition für die Erdbebenertüchtigung betrug somit 1/4 der Kosten, die für einen Neubau angefallen wären.

2.3 Dimensionierung der Verstärkung

Die seismischen Berechnungen erfolgten mit Hilfe der Methode der Antwortspektren, unter Berücksichtigung eines tieffrequenten lokalen Standorteffekts. Im relevanten Frequenzbereich, unterhalb von 1 Hz, ergab sich nahezu eine Verdoppelung der Spektralbeschleunigungen im Vergleich zum Antwortspektrum der Norm SIA 160, welches als Ausgangsbasis diente.

Die Abmessungen der neuen Tragelemente ergaben sich allein aus Steifigkeits- und nicht etwa aus Widerstandsüberlegungen:

- Die Steifigkeit war hinreichend hoch zu wählen, so dass die bestehenden, verhältnismässig steifen, spröden Kerne wirksam entlastet werden konnten.
- Die Stockwerksschiefstellung wurde im 3. Stock auf den – äusserst vorsichtigen – rechnerischen Wert von 1/600 beschränkt. Dies insbesondere deshalb, weil das Bauwerk viele nicht-tragende, unbewehrte Mauerwerke aufweist.

Der vorsichtige Wert von 1/600 wurde gewählt, weil man sich nicht genau im klaren war – und auch heute noch nicht ist – ab welchen Werten bei Mauerwerkswänden mit relevanten Schäden zu rechnen ist, etwa mit Abplatzungen und signifikanter Staubentwicklung, welche Computer und Telekommunikationsanlagen beeinträchtigen könnten. Zudem war man sich bewusst, dass die Berechnung der Deformationen bei Erdbeben mit grossen Unsicherheiten verbunden ist – zum Glück, denn die dazumaligen Deformationsberechnungen sind nach neuesten Erkenntnissen unrealistisch. Die Steifigkeit wurde seinerzeit, 1996, nach [3] mit 0.6 EI_c angenommen – heute würde man nur noch ungefähr 0.15 EI_c ansetzen (I_c: Trägheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnittes). In Tat und Wahrheit dürfte deshalb auf dem 2. Stock etwa eine Stockwerksschiefstellung von 1/150 erreicht werden – ein Wert, der in Anbetracht der ergriffenen flankierenden Massnahmen an nicht-tragenden Bauteilen und Einrichtungen (vgl. Punkt 2.5) aber noch einigermassen akzeptabel ist.

Ab 1997/1998 sind die ersten Veröffentlichungen erschienen, die auf dieses Problem aufmerksam gemacht haben. In Anbetracht der grossen Unsicherheiten bei der Bestimmung des effektiven Trägheitsmomentes gerissener Stahlbeton-Querschnitte empfehlen Priestley und Kowalsky [4], die effektive "elastische" Steifigkeit aus dem Verhältnis des Fliessmomentes M_y zur Krümmung bei Fliessbeginn, φ_y, zu berechnen. Diese beiden Grössen können relativ zuverlässig ermittelt werden. Zu beachten ist dabei, das die Fliesskrümmung φ_y für gegebene Stahlfliessdehnung nur von der Geometrie abhängig ist, insbesondere von der "Trägerhöhe", also z.B. der Länge einer Wand. Diese zuverlässigere Betrachtungsweise führt zu deutlich geringeren effektiven Biegesteifigkeiten, als noch vor kurzem angenommen wurde.

Typisch für Erdbebenverstärkungen ist, dass man verhältnismässig hohe Steifigkeiten anstrebt, um die Deformationen zu begrenzen, anderseits aber

die Biegemomente in den plastischen Gelenken möglichst gering halten möchte. Dies führt automatisch zu tendenziell "hohen" Biegeträgern (d.h. langen Wänden) mit relativ geringem Bewehrungsgehalt (vgl. Bild 2). Gewählt wurden zwei I-Träger der "Höhe" 6.2 m, mit einer Flanschbreite und -stärke von 1.80 m bzw. 1.00 m und einer Stegstärke von 0.30 m. Der mittlere Bewehrungsgehalt im plastischen Gelenk betrug 0.30 %.

Vertikal wurden Ø14-Stähle verwendet, um eine gute Verteilung der Bewehrung zu erhalten, und ursprünglich war nach [3] ein Bügelabstand von s = 8 Ø, d.h. s = 10 cm vorgesehen. Aufgrund dazumal neuester, an der ETH gewonnener Forschungsresultate für Schweizer Bewehrungsstähle wurde schliesslich, gleichsam in letzter Minute, der Bügelabstand auf s = 7.5 cm verringert (Bild 4). Damit keine Abstände von Halterungseisen oder Bügel unter s = 10 cm notwendig werden, dürften keine Längseisen unter Ø18 verwendet werden.

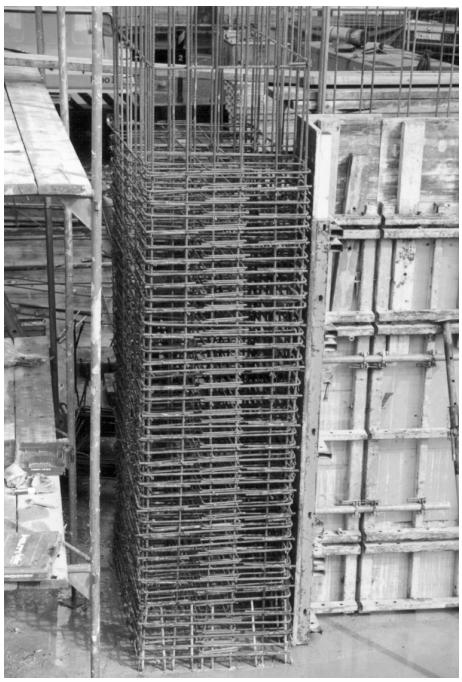


Bild 4: Geschweisste Bügelbewehrung und Halterung der Längseisen im Bereich des plastischen Gelenkes

Die Vorspannkabel wurden auf jedem Stockwerk unmittelbar unter der Decke gespannt, pro Stockwerk 6 Monolitzen-Kabel mit einer Spannkraft von je 200 kN. Ausser bei der obersten Decke handelt es sich bei dieser Verbindung um eine "volle" Vorspannung, d.h. bei maximalem Zug zwischen den Masten und dem bestehenden Gebäude ergibt sich keine vollständige Entlastung der Vorspannung. Die nominelle Vorspannspannung in den Decken beträgt 1 N/mm^2. Dieser Wert ist so gering, dass keine Verformungsprobleme (z.B. Klemmen oder Bruch von Fenstern) auftraten, als die Vorspannung – in mehreren Etappen – aufgebracht wurde.



Bild 5: Ankerköpfe der in den Korridoren sichtbaren Spannkabel, auf der Seite der Masten

2.4 Fundationen

Besonders bei externen Verstärkungen bleiben die Normalkräfte in den neuen Tragelementen sehr gering. Deshalb müssen grosse Zugkräfte in den Boden übertragen werden, und die Querkräfte können oft nicht mehr nur mittels Reibung übernommen werden. Zumindest bei problematischen Böden stösst man deshalb mit den Fundationen schnell einmal an die Grenze des technisch – vernünftigerweise – Machbaren.

Um die Fundationen so weit als möglich zu entlasten, wurde eine Systemduktilität von $\mu_\Delta = 3$ gewählt und – vorsichtig – ein Reduktionsfaktor für die elastischen Erdbebenkräfte infolge Duktilität von $\alpha_\mu = 1/2.5$ angenommen. Zusätzlich wurde der Abminderungsfaktor $C_d = 0.65$ gemäss der Norm SIA 160 berücksichtigt, was der Autor mittlerweilen ablehnt: Tatsächlich enthält der Eurocode 8 diesen Faktor nicht mehr. Gesamthaft ergab sich damit eine Abminderung der elastischen Erdbebenkräfte um einen Faktor von knapp 4. In Anbetracht der geringen Normalkräfte und des die Duktilität begünstigenden I-Querschnitts darf davon ausgegangen werden, dass sich diese Abminderung auch vom tatsächlich vorhandenen Duktilitätsangebot her rechtfertigen lässt.

Das wie angegeben reduzierte, anderseits aber für die Überfestigkeit des plastischen Gelenkes mit dem Faktor 1.5 multiplizierte rechnerische Biegemoment beträgt auf der Kote der Bodenplatte 133 MNm. Zur Übertragung der hieraus resultierenden Zugkräfte wurden je Beanspruchungsrichtung 25 Mikropfähle aus hochfestem Stahl der folgenden Charakteristiken vorgesehen: Länge 9.5 m, Ø 90 mm, Wandstärke 10.5 mm. Der Hebelarm zwischen den auf Zug und Druck beanspruchten Pfähle beträgt 7 m. Diese leichte Erhöhung des Hebelarmes im Vergleich zur "Höhe" der I-Träger von 6.2 m wird durch einen steifen, massiv ausgebilde-

ten Kasten im Untergeschoss gewährleistet, der ebenfalls auf die Überfestigkeit des plastischen Gelenkes ausgelegt ist.

Die Mikropfähle sind so dimensioniert, dass die Zugkraft, die sie bei einem Erdbeben in den Boden einleiten müssen, gerade der zulässigen Gebrauchslast, und nicht etwa einem Grenzzustand, entspricht. Damit werden signifikante Deformationen in der Fundation vermieden. Solche würden ansonsten eine deutliche Erhöhung der Stockwerksschiefstellung bewirken.

Die Bodenplatte des neuen Teils ist über Dübel mit der bestehenden Bodenplatte verbunden. Damit lassen sich die Querkräfte ("base shear") über Reibung auf den Boden übertragen.

2.5 Flankierende Massnahmen

Im Bereich der Kommandozentrale, inklusive Zugang, wurden systematisch konstruktive Massnahmen an allen nicht-tragenden Bauteilen und Einrichtungen vorgenommen. So wurden etwa die nicht-tragenden, unbewehrten Mauerwerkswände seitlich und längs der Decke von der Tragstruktur abgetrennt und über Winkeleisen mit dieser frei verschieblich verbunden. Auf der Innenseite der Kommandozentrale wurden die Backsteinmauern mit Polyestergewebe überzogen, um ein Abplatzen und eine damit verbundene Staubbildung so weit als möglich zu vermeiden. Als untergehängte Dekken wurde eine gespannte Textildecke verwendet. Schaltschränke und Kästen wurden gegen Umstürzen gesichert, usw.

3 Kinderklinik Aarau

Beim erdbebenertüchtigten Bauwerk handelt es sich um die Kinderklinik, Haus 9 des Kantonsspitals Aarau. Das aus den 50er Jahren stammende Gebäude sollte innwendig vollständig renoviert und modernisiert werden. Auslösendes Element war in erster Linie, dass die Brandverhütung den heutigen Anforderungen nicht mehr genügte.

Überprüft wurde auch die Erdbebensicherheit, allerdings erst kurz vor Beginn der Bauarbeiten, da früher die Erdbebensicherheit gar kein Thema war – und manchenorts auch heute noch nicht ist... Diese Überprüfung hat ergeben, dass der Tragwiderstand, verwendet man übliche Rechenannahmen, bei einem SIA-Beben um einen Faktor 10 zu gering war. Sofort wurde deshalb, im Herbst 1998, die Ausarbeitung eines Projektes zur Erdbebenertüchtigung in Auftrag gegeben, und es wurde in Kauf genommen, dass sich dadurch die Bauarbeiten um sechs Monate verzögerten.

3.1 Ausgangszustand des Gebäudes

Bei der Kinderklinik handelt es sich um ein gemischtes Tragwerk aus unbewehrtem Mauerwerk und Stahlbetonstützen. Das Gebäude weist zwei Untergeschosse, ein Hochparterre, zwei Obergeschosse und einen Dachstuhl auf. Länge, Breite und Höhe ab 1. Untergeschoss (Einbindehorizont) betragen 55 m, 16 m und 15 m. Die gesamte in die seismische Berechnung einfliessende Masse betrug 3300 t.

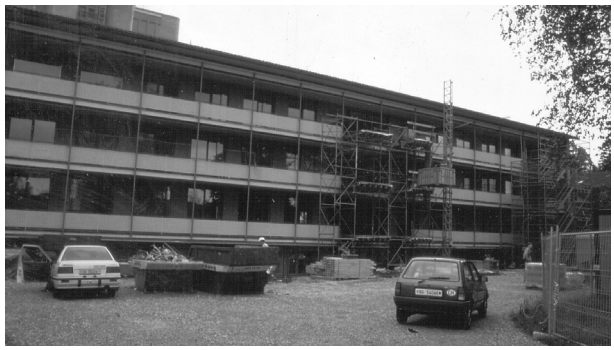


Bild 6: Ansicht der Kinderklinik, Haus 9, des Kantonsspitals Aarau

Die Stirnfassaden bestanden aus unbewehrten Mauerwerkswänden und täuschten eine vernünftige Erdbebensicherheit in Gebäudequerrichtung vor. Tatsächlich aber tragen die nur 18 cm starken Stahlbetondecken praktisch nur in Querrichtung, so dass die Stirnmauern fast keine Normalkraft aufweisen. Damit war auch ihr Erdbebenwiderstand äusserst bescheiden.

In Längsrichtung war keine nennenswerte Aussteifung vorhanden. Ein minimaler Längswiderstand ergab sich einzig aus einer Rahmenwirkung der Stützen mit Unterzug längs der Südseite des zentralen Korridors. Die Stützen waren aber nicht als Rahmenstützen bewehrt. Dazu kommt, dass der Unterzug 1 m hoch war und damit die Stützen nur eine lichte Höhe von 2.2 m aufwiesen. Diese *kurzen* Stützen hätten schon bei geringer Erdbebenbeanspruchung spröde Schubbrüche erlitten, was zum Einsturz des Gebäudes geführt hätte.

Ein weiterer Schwachpunkt ist, dass das Gebäude kein steifes Untergeschoss aufweist, sondern nur auf Einzel- und Streifenfundamente abgestützt ist.

3.2 Ertüchtigungskonzept

Die Kinderklinik beinhaltet zwar keinen Operationssaal, sehr wohl aber eine Intensivstation auf dem obersten Stock. Trotzdem war aus verschiedenen Gründen die Zielvorgabe nur, die Anforderungen an die BWK I gemäss der Norm SIA 160 zu erfüllen

(kein Einsturz, Gebäude evakuierbar). Die Funktionstüchtigkeit der Klinik nach einem SIA-Beben brauchte nicht gewährleistet zu werden.

Die Hauptschwierigkeit bei der Entwicklung eines Ertüchtigungskonzeptes bestand darin, dass die Raumverhältnisse teilweise sehr knapp waren und die betrieblichen Abläufe und Raumnutzungen bereits vorgängig optimiert worden waren. Zwei neue Tragwände hätten in Querrichtung gereicht, falls diese etwa beim 1. und 3. Viertelspunkt der Gebäudelänge hätten angebracht werden können. Damit aber wäre die Intensivstation "durchschnitten" worden. Die beiden Tragwände, je 5.20 m lang und 26 cm bzw. 28 cm stark, wurden schliesslich innen an die bestehenden Stirnwände betoniert. Letztere wurden nicht abgerissen, da kurz zuvor die Fassaden neu behandelt worden waren.Die unterschiedlichen Wandstärken von 26 cm und 28 cm waren darauf zurückzuführen, dass in den von den neuen Tragwänden betroffenen Zimmern jeder Zentimeter für die Raumnutzung zählte.

Die Spannweite der Decken für horizontale Kräfte zwischen den beiden neuen Tragwänden betrug damit 55 m. Die resultierenden Verschiebungen in Deckenmitte wurden zu gross – die Annahme starrer Deckenscheiben traf nicht mehr zu. Damit wurde in der Mitte des Gebäudes eine dritte Tragwand in Querrichtung notwendig – zur Begrenzung der Deformationen, und nicht etwa aus Widerstandsgründen. Verwirklichte Abmessungen: 5.30 m x 30 cm.

In Längsrichtung waren nur Tragwände nördlich des Korridors denkbar. Dies ergab eine gewisse Exzentrizität, die man sich aber "leisten" konnte dank grosser Torsionssteifigkeit und grossen Torsionswiderstandes der neuen Tragwände in Querrichtung. Verwirklicht wurden eine Längswand mit den Abmessungen 5.60 m x 30 cm sowie eine sogenannte gekoppelte Tragwand mit 5.25 m Gesamtlänge und 30 cm Stärke.

Die Zusatzinvestitionen allein für die Erdbebenertüchtigung beliefen sich schliesslich auf CHF 0.9 Mio. Die Gesamtinvestition für den Umbau inklusive neuer Installationen, aber ohne medizinaltechnische Apparate und Anlagen, betrugen CHF 14.5 Mio.

3.3 Dimensionierung der Verstärkung

Sämtliche neuen Tragwände, inklusive deren Fundationen, wurden konsequent nach den Prinzipien der Kapazitätsbemessung, im wesentlichen nach Bachmann & Dazio [5], dimensioniert.

Die Abmessungen der neuen Tragwände ergaben sich allein aus Deformationsüberlegungen; die erforderlichen Widerstände hätten auch mit geringeren Abmessungen erreicht werden können. Im Zentrum standen der Schutz vor Schubbruch der kurzen, oben und unten in massive Unterzüge eingespannten Stützen südlich des Korridors. Im weiteren waren auch die zahlreichen tragenden, kurzen Mauerwerkswände (typische Länge: 2.2 m) vor zu grossen Deformationen zu schützen. Als maximal tolerierbare Stockwerksschiefstellung wurde 1/250 angenommen.

Es wurden keine besonderen Anstrengungen unternommen, mit den neuen Tragwänden grosse statische Lastanteile zu übernehmen. Deren Normalkräfte blieben folglich gering. Die effektive Biegesteifigkeit wurde deshalb gemäss neuseeländischer Norm (vgl. in [5]) zu 0.25 EI_c angenommen – ein aus heutiger Sicht etwas zu hoher Wert. Anderseits wurden die Erdbebenkräfte hier mit dem Ersatzkraftverfahren bestimmt, was eine inherente Reserve um fast einen Faktor 1.5 ergab, da dieses Verfahren die gesamte Masse statt nur die modale Masse des Grund-Schwingungsmodes berücksichtigt. Aus heutiger Sicht gesehen dürften sich die Abweichungen der vorgenommenen Vereinfachungen etwa aufheben, so dass die Deformationsgrenze von 1/250 bei einem SIA-Beben tatsächlich respektiert bleiben dürfte.

Die resultierenden mittleren Bewehrungsgehalte der neuen Tragwände bewegten sich um Werte von 0.5 % (Bild 7).

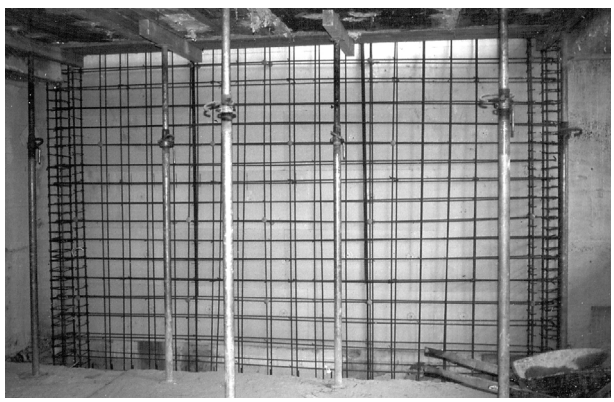


Bild 7: Bewehrung einer neuen Tragwand im Bereich des plastischen Gelenkes

Die gekoppelte Tragwand wurde nach Paulay et al. [6] so bemessen, dass nicht nur die Wandfüsse, sondern auch die Kopplungsriegel ins Fliessen kommen. Gekoppelte Tragwände, geeignet ausgeführt, sind sehr effiziente Energieumsetzer und weisen auch entscheidende architektonische Vorteile auf. Berechnung, Durchbildung und Ausführung sind aber ausgesprochen anspruchsvoll. Bild 8 zeigt die "San-Andreas-Kreuz-Bewehrung" eines Kopplungsriegels.

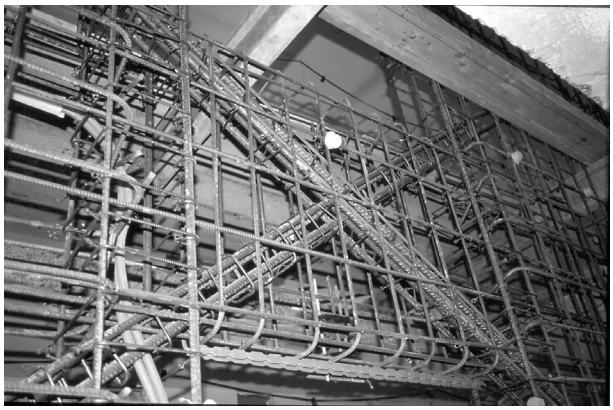


Bild 8: Bewehrung des Kopplungsriegels der gekoppelten Tragwand

3.4 Fundationen

Die Fundationen wurden auf Überfestigkeit der plastischen Gelenke bemessen. Die Zugkräfte aus den Biegemomenten sowie die Querkräfte werden mit Hilfe zahlreicher Mikropfähle übertragen.

3.5 Flankierende Massnahmen

Um die bestehende, spröde Tragstruktur vor Teileinstürzen zu bewahren, um also das Schutzziel für die BWK I zu erfüllen, mussten die Deformationen so stark begrenzt werden, dass damit automatisch auch die Anforderungen an die BWK II als erfüllt gelten dürfen. Und bei einem Erdbeben, das etwas schwächer ausfällt als das SIA-Beben, könnte die Klinik durchaus funktionstüchtig bleiben. Es wurde deshalb entschieden, auch nicht-tragende Bauteile und Einrichtungen, zumindest in allen wichtigen Bereichen wie etwa Intensivstation, Untersuchungszimmer, etc., so zu sichern, dass der Spitalbetrieb aufrecht erhalten werden kann, solange keine schweren Schäden an der Tragstruktur auftreten.

4 Subjektive und objektive Probleme

Bei der Umsetzung der Kapazitätsbemessung zur Erdbebenertüchtigung bestehender Bauwerke tauchen Probleme auf, die – grob vereinfachend – in zwei Kategorien eingeteilt werden können: objektive, "reelle" Schwierigkeiten, sowie, weit wichtiger, subjektive Hürden, die am ehesten mit "Denkblokkaden" oder "festgefahrenen Gewohnheiten" bezeichnet werden können. Oft handelt es sich natürlich um eine Kombination dieser beiden Aspekte. Im folgenden werden einige der wichtigsten Probleme angesprochen, wie sie bei den hier vorgestellten Ertüchtigungsprojekten in der einen oder anderen Form angetroffen wurden.

4.1 Denkblockaden und festgefahrene Gewohnheiten

Die Erdbebensicherung unter Anwendung der Kapazitätsbemessung verlangt ein Umdenken in bezug auf zahlreiche Gewohnheiten. Selbst der Spezialist muss sich davor hüten, nicht manchmal herkömmlichen Denkmustern zu verfallen. Um so schwieriger gestaltet sich die Situation für alle beteiligten Nicht-Spezialisten, handle es sich um den Bauherrn, Ingenieur, Architekten, Unternehmer oder um den Eisenleger.

Erdbebeneinwirkung ≠ Krafteinwirkung

Das Grundübel zahlreicher Denkblockaden liegt wohl in der Vorstellung, eine Erdbebeneinwirkung sei zwingend der Wirkung von Kräften gleichzusetzen. Diese Vorstellung ist, genau genommen, falsch – wird aber durch die heutigen "kraftorientierten" Normen und Verfahren, und ganz besonders durch das verbreitet angewendete statische "Ersatzkraftverfahren", unterstützt – und nicht zuletzt auch durch unsere Ausbildung: Bauingenieure lernen primär, Kräfte mit Hilfe von Tragstrukturen sicher in den Boden abzutragen, und sie denken deshalb – und träumen wohl auch – in Kräften. Ein Erdbeben ist aber nichts anderes als eine Bodenbewegung, und Kräfte entstehen nur sekundär, infolge von Steifigkeit und Trägheit der Bauwerke. Im Grenzfall eines unendlich weichen, hinreichend verformbaren Bauwerkes entstehen keine Kräfte während eines Erdbebens!

Verformungskompatibilität massgebend

Bei den hier vorgestellten Ertüchtigungsprojekten waren jeweils Verformungsüberlegungen ausschlaggebend für die Dimensionierung der neuen, verstärkenden Tragelemente. Für die Übernahme der Erdbebenkräfte hätten bescheidenere Abmessungen gereicht. Doch in diesem Fall hätten die mit diesen Kräften einhergehenden Verformungen die bestehenden, sich in der Regel spröde verhaltenden Bauteile gefährdet. Oder anders ausgedrückt: Um bestehende Bauteile mittels neuer, parallel wirkender Tragelemente entscheidend entlasten zu können, müssen sich die neuen Tragelemente wesentlich steifer verhalten als die bestehenden. Deshalb ist es nicht möglich, etwa eine Wand aus unbewehrtem Mauerwerk mit Hilfe eines flexiblen Stahlrahmens zu verstärken. Lange bevor dieser seinen Widerstand entwickelt, werden die Deformationen so gross, dass das Mauerwerk versagt und in der Regel aus dem Stahlrahmen herausfällt.

Kapazitätsbemessung ≠ grosse Verformungen

Kapazitätsbemessung hat mit plastischen Deformationen zu tun – und folglich mit grossen Deformationen, ist man versucht zu glauben. Und damit

würde sie sich, gemäss obiger Ausführungen, für Erdbebenertüchtigungen kaum eignen... Ein Irrtum, dem anfänglich auch der Autor unterlegen war, als er vor sechs Jahren zum erstenmal von Kapazitätsbemessung hörte. Tatsache aber ist, dass die maximalen Verschiebungen

- eines vollständig elastisch bleibenden Systems und
- eines analogen Systems *gleicher elastischer Ausgangssteifigkeit* mit einer Verschiebeduktilität μ_Δ

zumindest für die Mehrzahl relevanter Bauwerke – solche mit eher tiefen Eigenfrequenzen bis gegen 2 Hz – etwa gleich gross ausfallen (Bild 9).

Die Kapazitätsbemessung ist nicht nur geeignet für die Erdbebenertüchtigung, sondern sie bietet – neben dem offensichtlichen Vorteil des zuverlässig vorhersagbaren Tragwerkverhaltens – den entscheidenden Vorteil, die Kräfte in den Fundationen gegenüber einer konventionellen Bemessung stark zu verringern (vgl. Punkt 4.2).

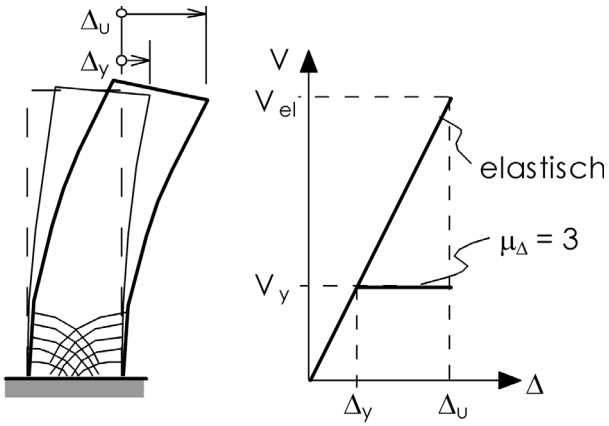


Bild 9: Verschiebung eines elastischen und eines elastisch-plastischen Systems gleicher Anfangssteifigkeit (Voraussetzung: Eigenfrequenz kleiner als etwa 2 Hz)

Mehr Bewehrung ≠ mehr Erdbebensicherheit

Die gefährlichste Denkblockade besteht im Glauben, eine Vergrösserung der Abmessungen eines Tragelementes oder mehr Bewehrung könne nur zu einer Erhöhung, und bestimmt nicht zu einer Verringerung der Erdbebensicherheit führen. Widerspricht der Spezialist dieser scheinbar unumstösslichen Logik, so zweifelt zuerst mal manch einer am gesunden Menschenverstand dieses "Spezialisten".

Die Kapazitätsbemessung beruht auf dem Prinzip, dass sich das Tragwerk an ganz bestimmten, vom Ingenieur vorgegebenen Stellen plastifiziert. Und die übrigen Gebiete des Tragwerkes werden auf Überfestigkeit der plastischen Zonen dimensioniert und bleiben somit garantiert elastisch – und dies selbst für ein Erdbeben, das deutlich stärker ausfällt als das Dimensionierungsbeben. Ein solches stärkeres Erdbeben entwickelt einzig einen höheren Duktilitätsbedarf (grössere plastische Deformationen) in den plastischen Zonen – einen Duktilitätsbedarf, der allenfalls die maximal verfügbare Duktilität der Tragstruktur, das "Duktilitätsangebot", übersteigt. In jedem Fall aber wird ein sprödes Bruchverhalten vermieden.

Das Tragwerk verhält sich nun aber nicht mehr wie vorgesehen, wenn der Widerstand einer plastischen Zone unplangemäss erhöht wird – bei einer Tragwand aus Stahlbeton etwa durch eine Verlängerung der Wand oder durch zusätzliche Bewehrung im Bereich des plastischen Gelenkes, typischerweise im Bereich des Wandfusses. Die Konsequenz ist dann nicht nur eine Erhöhung des maximalen Biegewiderstandes, sondern auch eine Erhöhung der maximal möglichen Erdbebenkräfte und damit der Beanspruchung der spröden Tragwerksbereiche. Damit wird grundsätzlich ein frühzeitiger Bruch in einem Bereich möglich, der bei Einhaltung des vorgesehenen maximalen Biegewiderstandes im plastischen Gelenk auf tieferem Beanspruchungsniveau geblieben und damit "kapazitätsgeschützt" gewesen wäre.

Die unplangemässe Erhöhung des Biegewiderstandes am Wandfuss kann folglich zu einer Verringerung der Erdbebensicherheit führen – was man nur versteht, sofern man das Prinzip der Kapazitätsbemessung genau verstanden hat. Der Spezialist muss deshalb unbedingt alle Beteiligten über das Prinzip der Kapazitätsbemessung aufklären, solange dieses noch nicht "Allgemeingut" geworden ist.

Auch nach erfolgter Aufklärung muss der Spezialist bei Planung und Ausführung noch peinlichst darauf achten, dass keine ungewollten Verstärkungen im Bereich der plastischen Zonen erfolgen.

Kein Bewehrungsstoss in plastischem Gelenk

Eine verbreitete, geradezu unbewusste Gewohnheit, die durchbrochen werden muss, ist folgende: Zumindest in Ländern geringer oder moderater Seismizität ist es üblich, beim Betonieren eines Fundamentes vertikale "Anschlusseisen" hervorstehen zu lassen. Diese dienen zur Überlappung mit der Bewehrung der Stütze oder Tragwand, die an das Fundament anschliesst. Der Stützen- oder Wandfuss ist nun aber in den meisten Fällen, statisch gesehen, gerade der ideale Ort für ein plastisches Gelenk im Sinne der Kapazitätsbemessung. Plastisches Gelenk aber bedeutet grosse lokale Deformationen, und in einem solchen Bereich funktioniert ein üblicher Überlappungsstoss nicht mehr. Es mag für den Spezialisten selbstverständlich sein, dass ein solcher Bewehrungsstoss nicht statthaft ist – allein, dies genügt nicht. Er muss den Ingenieur, der die Bewehrungsanordnung bestimmt, explizit darauf aufmerksam machen, sonst besteht

die Gefahr, dass dieser unbewusst, einer geradezu "lebenslangen" Gewohnheit folgend, den Bewehrungsstoss genau im plastischen Gelenk anordnet. Die Konsequenz ist eine starke Reduktion der maximal möglichen Krümmungsduktilität im Gelenk und damit eine deutlich verringerte Erdbebensicherheit.

Geringere Toleranzen im plastischen Gelenk

Die Durchbildung der plastischen Gelenke erfordert nicht nur grosse Sorgfalt in der Planungsphase, sondern auch bei der Ausführung. Die vertikalen Längseisen müssen z.B. zuverlässig, mit Hilfe von Haltebügeln [3], gegen Ausknicken gesichert werden. Diese Haltebügel müssen satt an den Längseisen anliegen, *sonst nützen sie nichts*. Dies entspricht wesentlich geringeren Toleranzen, als in der Regel auf Baustellen üblich ist – was sowohl beim Abbiegen der Eisen wie auch beim Verlegen ungewohnte Präzisionsarbeit erfordert. Gelingt es, *allen* Beteiligten die Vorzüge der Kapazitätsbemessung in angemessener Weise zu erklären, so lassen sich die meisten Beteiligten, so die Erfahrung des Autors, sehr wohl zu dieser Präzisionsarbeit motivieren (Bild 10).

Die erfolgreiche Umsetzung der Kapazitätsbemessung in der Praxis erfordert also, zumindest vorläufig, viel Aufklärungs- und Motivationsarbeit, und schliesslich, was die plastischen Zonen anbetrifft, lückenlose Kontrollen.

4.2 Objektive Schwierigkeiten

Mangelnde Duktilität der Bewehrungsstähle

Die wesentlichste objektive Schwierigkeit, der man bei der Anwendung der Kapazitätsbemessung in der Praxis begegnet, ist die mangelnde Duktilität der in der Schweiz erhältlichen Bewehrungsstähle.

Damit sich ein plastisches Gelenk über eine vernünftige Länge ausbildet, ist in den Bewehrungsstäben nach Fliessbeginn eine minimale Verfestigung notwendig. Ansonsten konzentriert sich das Fliessen des Stahls im Extremfall allein auf das Innere des ersten sich öffnenden Risses, und es entsteht ein sogenanntes "Ein-Riss-Gelenk" mit viel zu geringer Krümmungsduktilität, wie in [7] anschaulich dargelegt wird. Strebt man moderate Verschiebeduktilitäten bis etwa $\mu_\Delta = 3$ an, so gilt für die minimal erforderliche Verfestigung (f_t: Zugfestigkeit; f_y: Fliessspannung):

$$f_t / f_y \geq 1.15 \qquad (1)$$

Diese Bedingung wird von vielen Stählen erfüllt, solange man die in Katalogen angegebenen Nominalwerte für f_t und f_y in Gl. (1) einsetzt. Das Problem ist nun aber, dass die effektiven Werte für f_t und f_y die Nominalwerte übertreffen, und dies in der Regel wesentlich deutlicher für f_y als für f_t. Und daraus ergibt sich dann oft ein unakzeptables Verhältnis von $f_t / f_y \leq 1.10$! Zu beachten ist hierbei, dass das kleinste Verhältnis aller im Querschnitt vorhandenen Bewehrungsstähle für das Verhalten des plastischen Gelenkes massgebend ist, und nicht etwa irgendein Mittelwert [7].

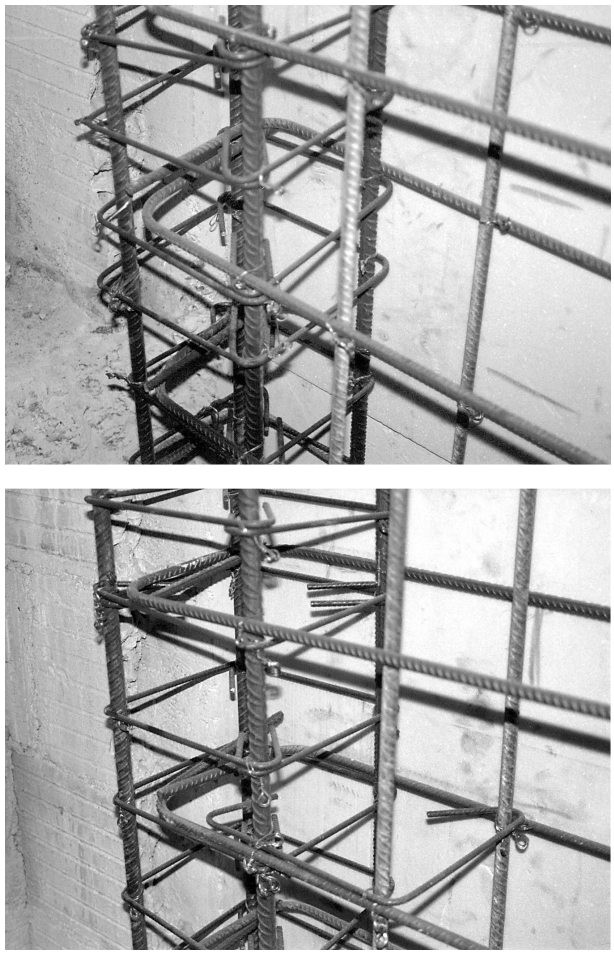


Bild 10: Kinderspital Aarau.
Oben: Haltebügel mit unzulässigem Abstand zu den zu haltenden Vertikaleisen. Unten: korrigierte Situation

Beim Polizeigebäude in Sion mussten nach einer Serie von – im Vertrauen auf die Nominalwerte zu spät angeordneten – Labortests sämtliche Bewehrungsstähle, die für das plastische Gelenk vorgesehen und bereits in Bewehrungskörbe eingebaut waren, wieder herausgerissen werden. Es galt dann, im Stile eines "Blinde-Kuh-Spieles" für die vorgesehenen Durchmesser Bewehrungs-Lieferungen zu finden, die zufällig die Bedingung von Gl. (1) erfüllten.

Bei der Kinderklinik Aarau wurden als Folge der schlechten Erfahrungen von Sion die Stähle für die plastischen Gelenke aus Norditalien bezogen (Pittini-Stahl, Hersteller: Ferriere Nord; Importeur: Saimex Bellinzona). Diese Stähle wurden ebenfalls im Labor überprüft; sie erfüllten die Bedingung (1) – mit Ausnahme des Durchmessers Ø10. Dieser

Durchmesser wurde dann konsequenterweise in keinem der plastischen Gelenke verwendet, was ein Anpassen der Bewehrungspläne erforderte. (Ein einfacher Ersatz von Ø10- durch Ø12-Stahl, ohne Reduktion der Anzahl Stäbe, hätte eine unerwünschte Erhöhung des Fliessmomentes ergeben.)

Stähle niedriger Fliessgrenze erwünscht

Ideal wäre, einen "weichen", aber – zur Sicherstellung eines einwandfreien Verbundes und einer guten Schubübertragung – gerippten Stahl zur Verfügung zu haben. Die Vorteile eines solchen Stahles, die ganz besonders bei Bauwerksverstärkungen zum Tragen kämen, seien anhand von Bild 11 erläutert:

Das Kraft-Weg-Diagramm für $\mu_\Delta = 2$ links in Bild 11 stehe für eine neue Tragwand, welche die maximale Länge aufweise, die – aus welchen Gründen auch immer – in einem zu verstärkenden Bauwerk möglich sei. Die maximale Verschiebung nach Einbau dieser Wand betrage für das Dimensionierungsbeben Δ_{u2}, und dieser Wert führe gerade zur maximal erlaubten Stockwerksschiefstellung. Die Wand weise hierbei einen vernünftigen mittleren Bewehrungsgehalt auf, z.B. 0.5 %.

Beim Einfügen – aus Kostengründen typischerweise möglichst weniger – neuer Tragwände in bestehende Bauwerke ergeben sich fast immer grosse Probleme bei den Fundationen, denn die neuen Tragwände übernehmen in der Regel keine oder nur geringe Schwerelasten. Die Fundationen werden deshalb meist zu einem bedeutenden Kostenfaktor, und unter Umständen stösst man gar, bei schlechten Böden, an technische Grenzen.

Zurück zu Bild 11: Man nehme nun an, der Widerstand der Wand mit $\mu_\Delta = 2$ links im Bild sei so hoch, dass er unverhältnismässig hohe Fundationskosten verursache. Die in die Fundationen einzuleitenden Kräfte sollten, so sei hier angenommen, auf die Hälfte reduziert werden können. Dies liesse sich erreichen, indem die Bewehrung der Wand etwa halbiert würde (gilt etwa im Grenzfall N = 0, was bei Verstärkungen oft nicht weit von der Realität entfernt ist).

Die Halbierung der Bewehrung bewirkt aber auch eine Halbierung der Steifigkeit der Wand (M_y wird etwa halbiert, φ_y bleibt unverändert, vgl. Punkt 2.3 bzw. [4]). Man nehme nun an, die horizontale Steifigkeit der bestehenden Tragelemente sei vernachlässigbar im Vergleich zur neuen, hier zur Diskussion stehenden Wand, oder im Vergleich zu mehreren solcher neuen Wände. Dies ist bei der Verstärkung von Bauwerken mit "verschwindend" kleinem Erdbebenwiderstand oft näherungsweise der Fall. Dann sinkt die Eigenfrequenz des Bauwerkes um $\sqrt{2}$ ab. Dies wiederum führt zu einer Reduktion der massgebenden Spektralbeschleunigung um $\sqrt{2}$, sofern man sich im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit des Antwortspektrums befindet (z.B. nach EC 8 [8], Bodenklasse A, für 2.5 Hz > f > 0.33 Hz). Im Plateaubereich (nach EC 8 [8], Bodenklasse C, schon ab f > 1.25 Hz) bleibt die Spektralbeschleunigung unverändert.

Da der Tragwiderstand durch die Halbierung der Bewehrung halbiert würde, müsste als Kompensation, statt der ursprünglich vorgesehenen Verschiebeduktilität von $\mu_\Delta = 2$, eine solche von $\mu_\Delta = 2\sqrt{2}$ im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit bzw. von $\mu_\Delta = 4$ im Plateaubereich in Kauf genommen werden. Diese erhöhten Verschiebeduktilitäten wären in der Regel durchaus akzeptabel. Das Problem aber ist, dass sich damit, als unmittelbare Folge der verminderten Steifigkeit, auch die maximale Verschiebung um $\sqrt{2}$ bzw. 2 vergrössern würde. Und damit wäre schliesslich, gemäss den oben getroffenen Annahmen, die erlaubte Stockwerksschiefstellung um den Faktor $\sqrt{2}$ bzw. 2 überschritten.

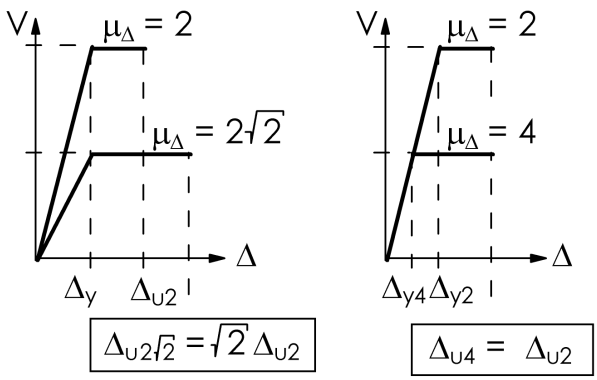


Bild 11: Vergleich der maximalen Verschiebungen von Tragwänden gleicher Länge im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit:
Links: Unterschiedlicher Bewehrungsgehalt, gleiche Stahl-Fliessspannung
Rechts: Gleicher Bewehrungsgehalt, unterschiedliche Stahl-Fliessspannung

Der eleganteste Ausweg aus dem Dilemma ist, den Bewehrungsgehalt so zu belassen, wie er sich für die Wand mit $\mu_\Delta = 2$ ergeben hätte. Dafür aber wird ein Stahl mit nur der halben Fliessspannung f_y verwendet und als Kompensation eine Verschiebeduktilität von $\mu_\Delta = 4$ vorgesehen. Dies entspricht dem Kraft-Weg-Diagramm für $\mu_\Delta = 4$ rechts in Bild 11. Die effektive Steifigkeit der Wand bleibt unverändert, da sowohl M_y wie φ_y halbiert werden. Und die maximale Verschiebung Δ_{u4} wird nicht grösser als das Δ_{u2} der ursprünglich vorgesehenen Wand mit $\mu_\Delta = 2$. Damit kann sowohl die maximal erlaubte Stockwerksschiefstellung respektiert wie auch gleichzeitig die Fundation signifikant entlastet werden. In Kauf nehmen muss man einzig, dass wegen der höheren Bemessungsduktilität,

$\mu_\Delta = 4$ statt $\mu_\Delta = 2$, schon bei geringeren Erdbeben bleibende Deformationen zu erwarten sind, bzw. dass für das Dimensionierungsbeben grössere bleibende Verformungen auftreten. Dem gegenüber aber steht unter Umständen eine signifikante Kosteneinsparung, ohne weiteres in der Grössenordnung von CHF 100'000.-.

Ein Stahl niedriger Fliessspannung erlaubt, hohe Steifigkeiten mit bescheidenem Widerstand zu erzielen. Solcher Stahl könnte teuer bezahlt werden. In Neuseeland sind Stähle mit $f_y = 275$ MPa gebräuchlich. Würde es sich beim einen oder anderen Projekt lohnen, Stähle aus Neuseeland herzuschiffen...?

Praktische Ausführungsprobleme

Schliesslich sei noch auf zwei praktische Probleme hingewiesen:

Die vertikalen Bewehrungen sollten in keinem Fall teils von speziellen Haltebügeln, teils durch die Schubbewehrungsbügel stabilisiert werden, es sei denn, beide wiesen denselben Durchmesser auf. Andernfalls stimmen die Biegeradien mit Sicherheit nicht überein, und damit werden die einen oder anderen nicht satt anliegen und sich so als wirkungslos herausstellen.

Zu mangelndem Anliegen der Haltebügel an den vertikalen Bewehrungsstäben können auch all jene Sonderwünsche führen, die darin bestehen, dass in der Tragwand im Bereich oder auch nur in der Nähe der plastischen Gelenke "fremde" Installationen untergebracht werden, etwa Auflager für sekundäre Abfangträger, Lüftungsdurchlässe oder anderes. Um Platz zu schaffen, werden dann die vertikalen Bewehrungsstäbe typischerweise irgendwo "nur ein wenig" zusammengeschoben oder zur Seite gedrückt. Damit vermögen die Haltebügel sofort über eine beträchtliche Höhe nicht mehr satt anzuliegen und verlieren ihre stabilisierende Wirkung – und die Wand büsst entsprechend an Duktilität ein. Der Spezialist ist deshalb gezwungen, "seine" plastischen Gelenke hartnäckig zu verteidigen, oder dann darauf zu bestehen, dass Sonderwünsche frühzeitig und sehr sorgfältig eingeplant werden – auf die Gefahr hin, von den übrigen Beteiligten als "stur" eingestuft zu werden.

Referenzen

[1] Norm SIA 160: "Einwirkungen auf Tragwerke", Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 1989.

[2] Koller, M.G.:"Strategien zur Erdbebensicherung bestehender Bauwerke unter Berücksichtigung der Standorteinflüsse", in "Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik", SIA-Dokumentation D 0145, 25-32, SIA Zürich, 1997.

[3] Bachmann, H.: "Erdbebensicherung von Bauwerken", Birkhäuser Verlag, Basel, 1995.

[4] Priestley, M.J.N. und Kowalsky M.J.: "Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls", Bulletin NZSEE, Vol. 31, 73-85, 1998.

[5] Bachmann, H. und Dazio, A.: "A Deformation Based Seismic Design Procedure for Structural Wall Buildings", Workshop "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes", Bled, 23.-28. Juni, 1997.

[6] Paulay, P., Bachmann, H. und Moser, K.: "Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten", Birkhäuser Verlag, Basel, 1990.

[7] Bachmann H. und Wenk T.: "Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl", Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 29, Juli 1998.

[8] Eurocode 8: "Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Sammelband Gebäude" SIA V 160.801 (Europäische Vornorm ENV 1998-1-1 bis 3). Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1998.

Renforcement parasismique: "Le rôle de l'architecte"

Pierre Cagna, Sion

S'il est relativement facile pour un architecte de cerner le rôle de chacun des intervenants participant à la conception et à la réalisation d'un édifice, plus difficile est pour lui de définir son propre rôle.

D'autant plus qu'aujourd'hui plus qu'hier sa profession est remise en cause sans ménagement.

Ce fait découle certainement de l'appropriation d'un territoire d'intervention dévolu historiquement à l'architecte par d'autres acteurs qui ne se gênent pas, pour des motifs discutables mais souvent porteurs, d'affubler à l'ancien "maître - constructeur" le nouveau rôle de "metteur en scène esthétique".

Ceci est particulièrement évident lorsque l'on entend certains ingénieurs parler des architectes comme s'ils voulaient engager enfin la procédure de divorce issue d'une séparation des corps effective depuis la seconde moitié du XIX^{ème} siècle. Certains architectes ne sont d'ailleurs pas en reste sur le sujet.

Admettons ce trait caricatural un instant encore pour illustrer les enjeux spécifiques au renforcement parasismique d'un bâtiment.

L'ingénieur définit un territoire d'intervention au moyen d'une cartographie générale puis d'une analyse plus fine.

Il alerte les autorités sur la faiblesse structurelle de certains bâtiments d'importance vitale: hôpitaux - centrale d'engagement en cas de catastrophe - etc...

L'argument est rationnel, implacable et touche même à l'émotionnel : il est porteur.

Puis enfin, lorsqu'il s'agit d'apporter une solution de renforcement, il fait appel à l'architecte dont le rôle, en forçant toujours le trait, se limiterait au choix de la couleur des câbles d'acier devant barder la façade du bâtiment à sécuriser.

L'architecte est confiné ici au rôle qu'il donne souvent à l'ingénieur dans la plupart de ses interventions, à savoir, concevoir un édifice dans toutes ses parties y compris structurelles et demander à l'ingénieur de faire en sorte que tout cela soit solide et résiste aux diverses sollicitations.

Les ingénieurs et les architectes pourront-ils rester encore longtemps dans ces schémas ?

Avons-nous perdu, et les uns et les autres, la lucidité nécessaire, le langage même, nous permettant de travailler de façon interdisciplinaire, sans à priori, et avec une confiance réciproque.

En ce sens, l'expérience du renforcement parasismique du bâtiment de la Police cantonale à Sion indique une voie peut-être nouvelle.

De quoi s'agit-il?

Le bâtiment, situé dans la plaine alluvionnaire fut construit dans les années 60. Haut de neuf étages, il repose dans un bac étanche en contact avec la nappe phréatique.

Outre les activités liées au fonctionnement de la Police, il accueille également la centrale d'engagement en cas de catastrophe naturelle.

Une étude menée, entre autres, par MM. Koller et Tissières démontre que la structure de ce bâtiment ne résiste pas à une charge sismique majeure qui a pourtant une forte probabilité de se produire dans la région sédunoise.

Le Maître de l'ouvrage demande à l'architecte Aude Bornet Fournier d'accompagner les ingénieurs dans leur étude de faisabilité.

Diverses considérations amènent l'architecte cantonal M. Bernard Attinger à profiter de la nécessité du renforcement du bâtiment pour l'agrandir. Il s'agit dès lors non seulement de renforcer une structure mais également de construire des espaces.

Comment répondre aux contraintes impératives de l'ingénieur dictées comme « a priori » au projet sans prétériter le bon fonctionnement des espaces existants et à créer, condition « sine qua non» à sa réalisation ?

Ce paradoxe ne put être résolu que par une nouvelle approche, de type interdisciplinaire, qui ira en l'occurrence jusqu'à une redéfinition des rôles liés aux prestations des architectes et des ingénieurs.

Les architectes mandatés* eurent tôt fait de comprendre les règles strictes découlant d'un renforcement parasismique.

En effet, le concept, établi par les ingénieurs**, devient la « contrainte déterminante » ne supportant pratiquement aucune modification : à une extrémité, deux puissants mats en béton armé accrochés à des fondations sur pieux, une poutre verticale à l'autre extrémité, l'ensemble étant précontraint à chaque étage par six câbles.

Cependant autour des mats devaient être organisées des surfaces de bureaux ainsi que leurs équipements techniques.

Et sur ce point, l'ingénieur a dû appréhender et englober d'autres contraintes : passages des fluides, ouvertures et trames de façade, largeurs de passage des portes etc...

La direction générale des travaux fut confiée aux architectes.

Sur ce terrain également la concertation fut nécessaire, tant la complexité de la mise en œuvre fut grande. Sans oublier qu'il fallait impérativement, durant toute la phase de l'exécution, maintenir en activité totale un bâtiment public abritant plus de cent cinquante postes de travail.

Le cas extrême du renforcement antisismique de la Police cantonale du Valais à Sion a permis d'aborder les éléments de conformation complexe non pas isolément mais globalement en tant que partie intégrante d'un ensemble ayant une relation de dépendance réciproque.

Finalement ce fut l'occasion de redéfinir l'identité des uns et des autres, de mettre un terme à une attitude de suffisance pour lui préférer une approche plus systémique de l'acte de bâtir.

Note :

*** architectes mandatés:**

Communauté d'architectes

Projet : Aude Bornet Fournier, Nendaz.

Réalisation : Cagna architectes + coll. associés, Sion.

**** ingénieurs mandatés:**

CERT, études et réalisations, Sion.

Groupe d'étude :

Pascal Tissières, Martigny.

Martin Koller, Résonance SA, Carouge.

Erdbebenrisiko in der Schweiz

Donat Fäh und Domenico Giardini, Zürich

Zur Bestimmung der seismischen Gefährdung werden im allgemeinen probabilistische Modelle verwendet, welche die Zufälligkeit eines Erdbebens berücksichtigen. Ausgangspunkt ist die Beobachtung, dass die statistische Verteilung schwacher Erdbeben die Wahrscheinlichkeit bestimmt, mit der starke Beben auftreten. Zudem geht man davon aus, dass die historische Seismizität das zukünftige Auftreten der Erdbebenaktivität wiederspiegelt. Das Erdbebenrisiko ergibt sich erst aus dem Zusammenwirken der Erdbebengefährdung, der Verletzbarkeit der menschlichen Infrastruktur und der Verluste, die möglicherweise entstehen. Im europäischen Vergleich gehört die Schweiz zu den Ländern mit einer mittleren Erdbebengefährdung, durch die dichte Besiedelung und Industrialisierung weist sie jedoch ein hohes Erdbebenrisiko auf (Abbildung 1).

Innerhalb der Schweiz variiert die seismische Gefährdung. Im Mittelland ist sie relativ gering. Die Region Basel, Teile der Innerschweiz, das St.Galler Rheintal, das Berner Oberland sowie das Engadin sind stärker gefährdet. Am grössten ist die Wahrscheinlichkeit von starken Erdbeben im Wallis. In historischer Zeit traten immer wieder Schadensbeben auf wie zum Beispiel das Basler Erdbeben von 1356, welches in und um Basel sehr grosse Schäden verursacht hat. Dieses Erdbeben ist das grösste historische Ereignis nördlich der Alpen. Es gibt zudem archäologische Hinweise für ein Erdbeben in der Region Basel etwa um 250 n.Chr., in dem die Römerstadt Augusta Raurica zerstört wurde. Seit jener Zeit hat sich die Region zu einem wichtigen Industriezentrum und Verkehrsknotenpunkt entwikkelt, und die Bedeutung eines möglichen Erdbebens wird häufig unterschätzt.

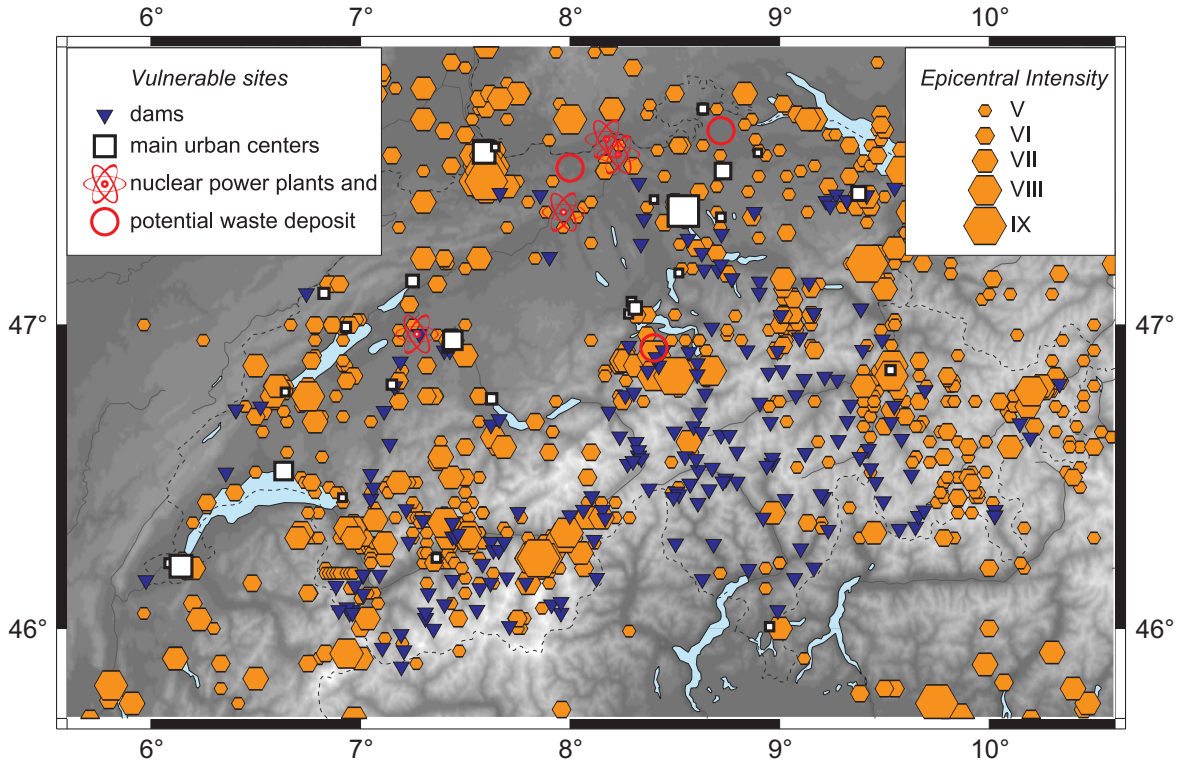


Abbildung 1: Karte der historischen Erdbeben in der Schweiz von 1021-1997 und der heute dort lokalisierten gefährdeten Infrastrukturen wie Kernkraftwerke, vorgeschlagene Standorte für atomare Endlager, grosse Staudämme und Städte von mehr als 20'000 Einwohnern. Die Bebenstärke ist in makroseismischen Intensitäten angegeben, welche die Wirkung der Erdbeben auf Menschen, Gebäude oder die Natur im betroffenen Gebiet bewertet. Nennenswerte Schäden an Gebäuden treten ab einer Intensität von VI auf.

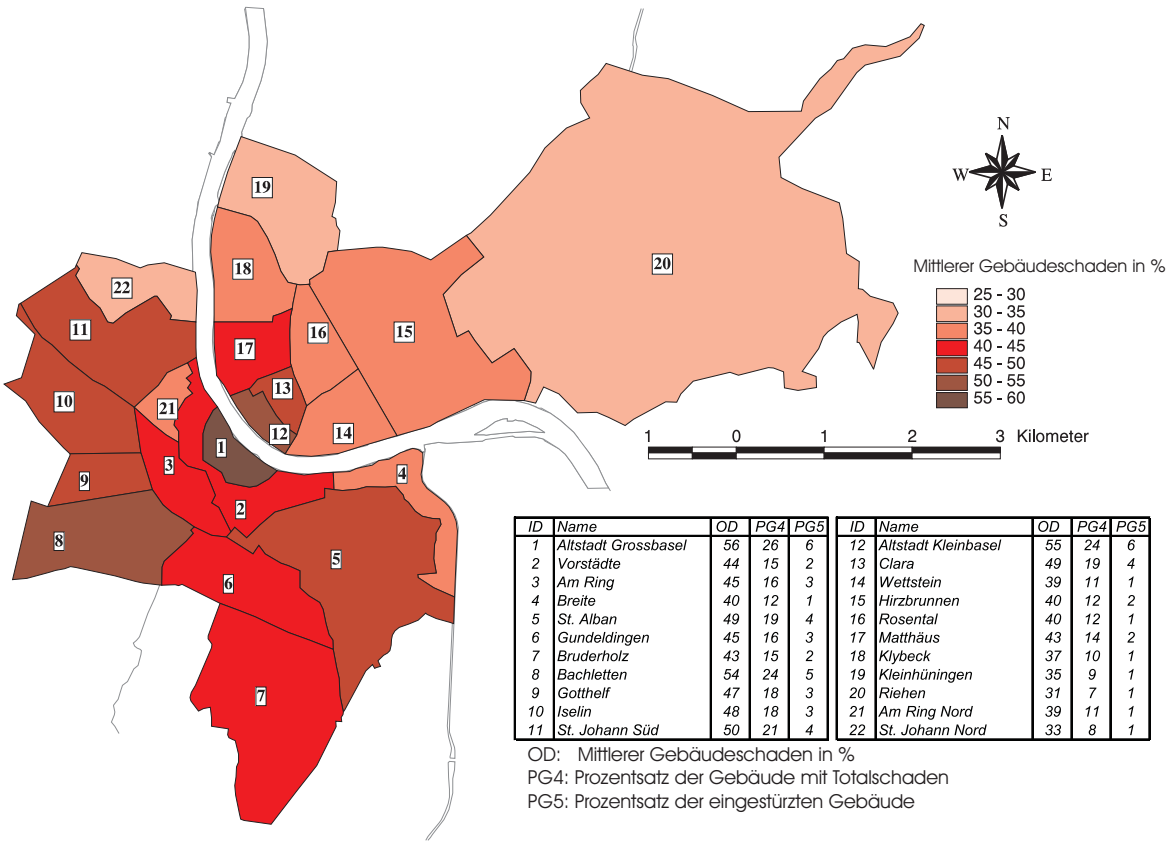
Diese Beispiele zeigen, dass in der Schweiz trotz der geringen Seismizität grosse Erdbeben auch in Zukunft möglich sind. Der Grund dafür ist die anhaltende Kollision zwischen der nach Norden driftenden Afrikanischen und der Europäischen Platte, ein Prozess, der auch für die Entstehung der Alpen verantwortlich ist. Die Kollisionskräfte führen zu einer zunehmenden Spannung in der Erdkruste. Sobald die Scherfestigkeit des Gesteins nicht mehr ausreicht, kommt es zu einem Beben, bei welchem sich zwei Schollen entlang einer Verwerfung ruckartig gegeneinander verschieben. Ein Teil der entstehenden Energie wird in Schwingungsenergie seismischer Wellen umgewandelt, welche sich dann in alle Richtungen ausbreiten, und an der Erdoberfläche entsprechend der Grösse des Erdbebens Schaden anrichten können.

Erdbebenszenarien für Basel Stadt

Die Frage ist nun, was wir in der Region Basel erwarten müssen, wenn sich starke Beben heute ereignen? Der Gesamtschaden an Gebäuden, inklusive Verluste an Einrichtungen, Infrastrukturbauten und den Folgekosten durch Todesfälle, Verletzungen, Produktionsausfall und Umweltschäden würde sicherlich mehrere Milliarden Franken ausmachen.

So gehen einige Schätzungen davon aus, dass bei einer Wiederholung des Erdbebens von 1356 mit ca. 100 Todesopfern zu rechnen wäre, andere Schätzungen berechnen eine Anzahl von insgesamt über 10'000 Todesopfern in der Schweiz, Deutschland und Frankreich.

Obwohl für beide Schätzungen ein Erdbeben der Magnitude 6.5 angenommen wurde, weisen sie aufgrund unterschiedlicher Annahmen diesen grossen Unterschied auf. Für die Situation in der Schweiz sind viele Faktoren kaum bekannt. Sie werden aus Beobachtungsdaten anderer Länder hergeleitet. Um in Zukunft die Methoden der Erdbeben-Risikoabschätzung für die Schweiz zu verbessern, lancierte der Schweizerische Erdbebendienst das Projekt „Erdbebenszenarien für die Schweiz“. Das Projekt soll die verschiedenen Aspekte des Erdbebenrisikos von der geologischen Feldarbeit über theoretische Studien und ingenieurspezifische Anwendungen bis zu einer Umsetzung in Mikrozonierungs- und Risikokarten miteinbeziehen. Ein wichtiger Teil ist dabei die interdisziplinäre Zusammenarbeit mit Experten aus der Seismologie, mit Bauingenieuren des Instituts für Baustatik und Konstruktion der ETH, Geologen der Universität Basel und Behördenvertretern des Kantons Basel Stadt.



ID	Name	OD	PG4	PG5
1	Altstadt Grossbasel	56	26	6
2	Vorstädte	44	15	2
3	Am Ring	45	16	3
4	Breite	40	12	1
5	St. Alban	49	19	4
6	Gundeldingen	45	16	3
7	Bruderholz	43	15	2
8	Bachletten	54	24	5
9	Gotthelf	47	18	3
10	Iselin	48	18	3
11	St. Johann Süd	50	21	4

ID	Name	OD	PG4	PG5
12	Altstadt Kleinbasel	55	24	6
13	Clara	49	19	4
14	Wettstein	39	11	1
15	Hirzbrunnen	40	12	2
16	Rosental	40	12	1
17	Matthäus	43	14	2
18	Klybeck	37	10	1
19	Kleinhüningen	35	9	1
20	Riehen	31	7	1
21	Am Ring Nord	39	11	1
22	St. Johann Nord	33	8	1

OD: Mittlerer Gebäudeschaden in %
PG4: Prozentsatz der Gebäude mit Totalschaden
PG5: Prozentsatz der eingestürzten Gebäude

Abbildung 2: Berechneter mittlerer Schaden in Basel für ein mögliches Erdbeben der Stärke des historischen Erdbebens von 1356 (nach Fäh et al., 2000). Die Einflüsse des lokalen Untergrundes und der geschätzten Gebäude-Verletzbarkeit sind im Erdbebenszenario berücksichtigt. Es ist zu beachten, dass solche Szenarien immer mit einer grossen Unsicherheit behaftet sind.

Abbildung 2 zeigt den berechneten mittleren Schaden in Basel für ein mögliches Erdbeben der Stärke des historischen Erdbebens von 1356 (Fäh et al., 2000). Für die Einflüsse des lokalen Untergrundes wurde die Mikrozonierung von Basel Stadt verwendet (Noack et al., 1997, 2000; Fäh et al, 1997). Zudem ist die geschätzte Gebäude-Verletzbarkeit und die verschiedenen Gebäudetypen im Erdbebenszenario berücksichtigt. Bemerkenswert ist die Anzahl der Gebäude welche Totalschaden erleiden oder einstürzen.

Wir können ein Erdbeben nicht voraussagen, aber wir können die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten einer bestimmten Erschütterungsintensität abschätzen. Die Erfahrungen aus starken Erdbeben zeigen, dass die stärksten Schäden massgeblich durch zwei Faktoren bestimmt sind: nämlich die Eigenschaften des lokalen geologischen Untergrundes und die Qualität der Bauwerke. Zum einen kann ein besonders weicher Untergrund zu einer Aufschaukelung der Erdbebenwellen führen und somit zu einer erheblichen Verstärkung der Erschütterungen. Besonders verheerend können diese Effekte sein, wenn die dominierende Schwingungsfrequenz im Untergrund mit derjenigen der Gebäude übereinstimmt. Zum anderen gibt es in der Schweiz erst seit 1989 fortschrittliche Baunormen für die Erdbebensicherung von Bauwerken. Der allergrösste Teil der heute in der Schweiz vorhandenen Bauwerke ist daher nicht auf eine genügende Erdbebensicherheit bemessen worden und schon gar nicht auf den lokalen Untergrund abgestimmt.

Die verschiedenen Einflüsse auf den mittleren Schaden in Basel sind in Abbildung 3 für ein mögliches Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren gezeigt. Es gibt Standorte wo sich die Einflüsse aufheben. Andere Gebiete haben sowohl einen ungünstigen Untergrund als auch eine verletzbare Bausubstanz. Letzteres ist für das historische Stadtzentrum der Fall. Bei einem solchen Ereignis ist der Einsturz eines Gebäudes eher unwahrscheinlich.

Mikrozonierung - der Blick in den lokalen geologischen Untergrund

In den letzten Jahrzehnten wurden früher gemiedene Gebiete wie Schwemmland, Talböden und weiche Fluss- und Seeufer besiedelt. Sie sind Standort einer grossen Anzahl von Industrien mit verletzlicher Infrastruktur und grossem Schadenspotential für Mensch und Umwelt geworden. Weiche Böden können die Erdbebenerschütterungen im Vergleich zu solidem Felsuntergrund im Extremfall bis zum Zehnfachen verstärken. Dies ist auch der Grund, warum die Besiedlung und Industrialisierung das Erdbebenrisiko gegenüber früheren Jahrhunderten verschärft hat.

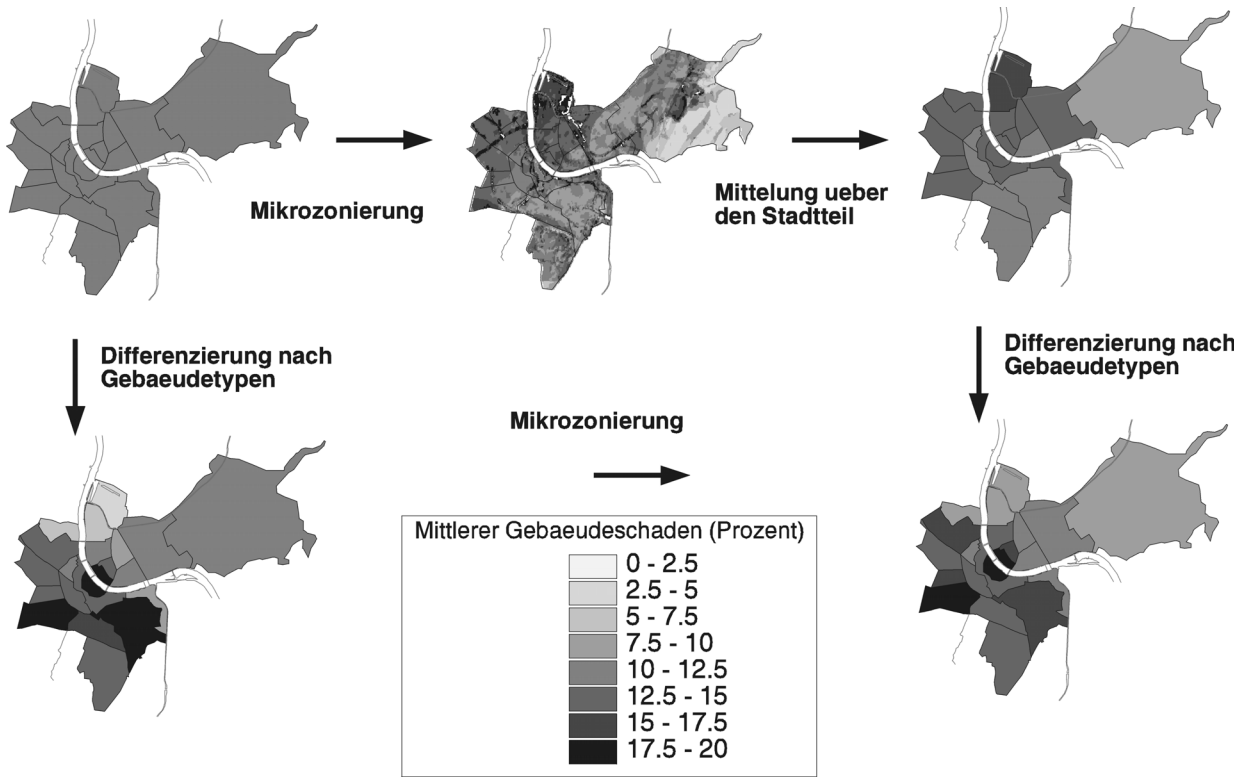
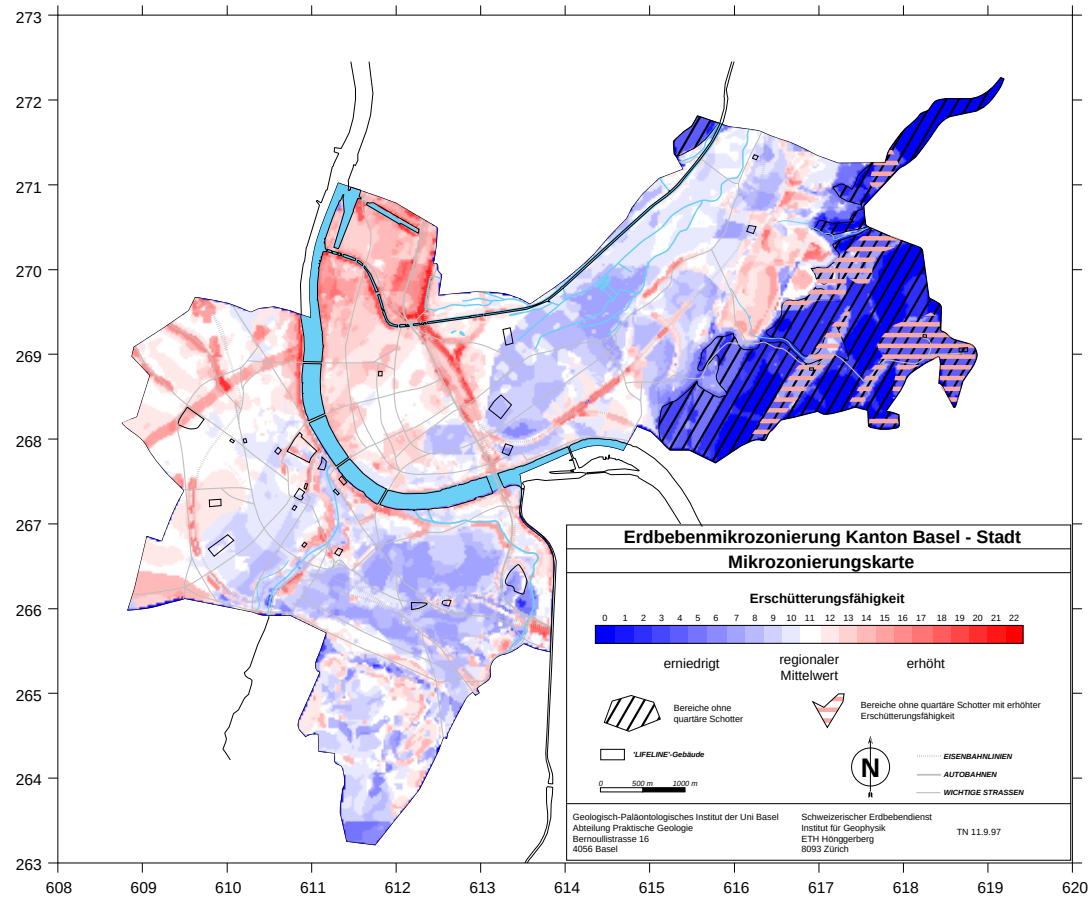


Abbildung 3: Berechneter mittlerer Schaden in Basel für ein mögliches Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Gezeigt werden die Einflüsse des lokalen Untergrundes und der Verteilung der Gebäude mit unterschiedlicher Verletzbarkeit (Fäh et al., 2000)

Entsprechend der geotechnischen Eigenschaften des Untergrundes können innerhalb von wenigen hundert Metern Unterschiede in der Erdbebengefährdung vorliegen, die grösser sind als die Unterschiede zwischen weit auseinander liegenden Landesteilen. Neben Erdbebengefährdungskarten, welche die regionalen Gefährdungsunterschiede aufzeigen, muss daher auch die lokale Erschütterungsfähigkeit des Untergrundes erarbeitet und dokumentiert werden. Solche Mikrozonierungsstudien erlauben es den Bauingenieuren die Gebäude so zu dimensionieren, dass sie den zu erwartenden Erschütterungen auch wirklich standhalten können.

Das Projekt „Erdbebenszenarien für die Schweiz“ beinhaltet als einen der Schwerpunkte die Entwicklung und das Testen verschiedener Methoden der Mikrozonierung. Solche Zonierungen beinhalten verschiedene Arbeitsschritte. Den ersten Schritt bildet die geologische und geotechnische Kartierung der Lockersedimente, das Erfassung von tektonischen Störungen und die Beurteilung der Hangstabilität. Wichtige Grössen sind dabei die Mächtigkeit der Lockersedimente sowie deren Zusammensetzung, die Tiefe des Grundwasserspiegels, welcher vor allem bei nichtlinearem Verhalten von Sedimenten eine Rolle spielen kann, und die Topografie der Felsoberfläche und des Geländes. Diese Grössen beeinflussen das Wellenverhalten und sind während des Erdbebens massgeblich für das Auftreten von Resonanzphänomenen verantwortlich. Die Mikrozonierungkarte von Basel Stadt in Abbildung 4 (Noack et al., 1997, 2000; Fäh et al, 1997) ist ein Beispiel einer direkten Umsetzung von Bodeneigenschaften in eine qualitative Bewertung des Aufschaukelungspotential seismischer Wellen bei Erdbeben.

In einem zweiten Schritt erlaubt die Kenntnis der Resonanz-Grundfrequenz der Lockersedimente eine vereinfachte Beurteilung des dynamischen Verhaltens von Lockersediment-Strukturen durch Erdbebenwellen-Anregung. Diese Frequenz kann mit Hilfe der Eigenschaften der natürlichen Bodenunruhe bestimmt werden. Die Bodenunruhe wird durch Maschinen und Verkehr, durch Meeresbrandung und starke Winde erzeugt. Sie ist überall vorhanden und wird in aktiven seismischen Messungen als Störung empfunden. Das Wellenfeld wird jedoch von der lokalen geologischen Struktur beeinflusst und zeigt an der Stelle der Grundfrequenz systematisch eine Polarisation auf der horizontalen Komponente. Abbildung 5 zeigt die gemessenen Resonanz-Grundfrequenzen der Lockersedimente für das Gebiet von Basel Stadt.



Beilage 6.4

Abbildung 4: Qualitative Erdbebenmikrozonierungskarte für den Kanton Basel-Stadt (Noack et al., 1997, 2000; Fäh et al, 1997). Die Variation von 0 bis 22 in der Erschütterungsfähigkeit entspricht etwa +/- einer Intensitätsstufe in Bezug auf einen regionalen Mittelwert.

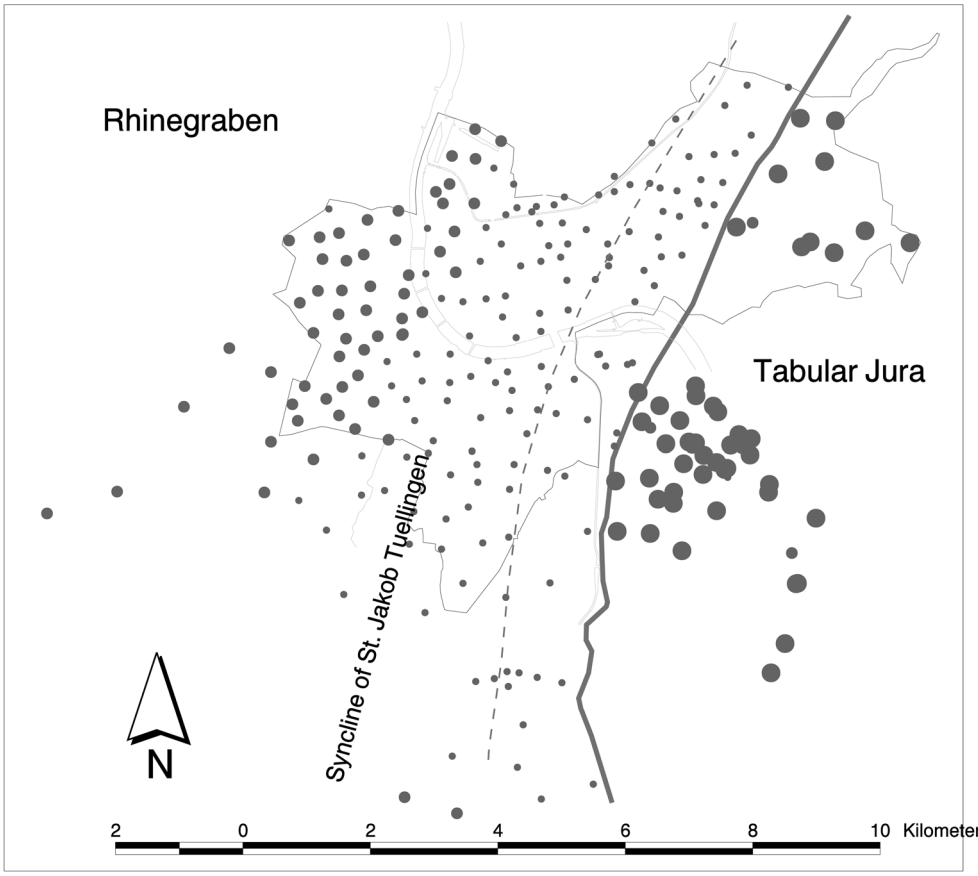


Abbildung 5: Gemessene Resonanz-Grundfrequenzen der Lockersedimente für das Gebiet von Basel Stadt (Kind et al., 2000). Grosse Punkte bezeichnen Resonanzfrequenzen grösser als 2Hz, mittlere Punkte stehen für den Bereich 0.75-1.2Hz und kleine Punkte für 0.3-0.75Hz.

Als letzter Schritt können mit Hilfe rechnerischer Verfahren Resonanzen und daraus resultierende Verstärkungen von seismischen Wellen bestimmt werden (Fäh und Panza, 1994; Fäh, 1996). Die Geschwindigkeit mit welcher sich Scherwellen in den Sedimenten ausbreiten (S-Wellengeschwindigkeit) ist der ausschlaggebende Parameter, der in die Berechnung einfliessen muss. Diese Materialeigenschaft kann durch aktive seismische Methoden wie Reflexions- oder Refraktionsseismik gemessen werden, oder sie kann wiederum unter Ausnutzung der Eigenschaften der natürlichen Bodenunruhe bestimmt werden. Passive Methoden sind vorallem in Städten von grosser Bedeutung, wo weder Sprengungen noch die Auslage von seismischen Profilen möglich sind. Aus diesem Grund werden zur Zeit beim Erdbebendienst zwei neue Verfahren getestet, welche die Eigenschaften der natürlichen Bodenunruhe ausnutzen und es erlauben werden, die S-Wellengeschwindigkeiten des Untergrundes auch in dicht besiedelten Gebieten zu bestimmen.

Lernen aus der Erfahrung

Während in der Vergangenheit der Schwerpunkt auf der Intervention nach einer Erdbebenkatastrophe lag, wird die Aufmerksamkeit heute mehr und mehr auf die Prävention, das heisst die Durchführung von Massnahmen zur Risikoverminderung, gelenkt. Ein Schwerpunkt ist dabei die Verhütung von Erdbebenfolgen. Unser Projekt ist daher darauf ausgerichtet, Methoden zu entwickeln, welche es erlauben den lokalen geologischen Untergrund und die Qualität der Bauwerke zu beurteilen, und damit Instrumente für die Erdbebenvorsorge bereitzustellen.

Die Erdbeben des Jahres 1999 in der Türkei, Griechenland und Taiwan haben gezeigt, dass Schäden und vor allem Totaleinstürze von Gebäuden durch gezielte Baugrunduntersuchungen und die Einhaltung der Baunormen vermieden werden können. Wichtige Gebäude mit öffentlicher Nutzung oder mit erhöhtem Gefährdungspotential und Anlagen, die auch im Katastrophenfall ihre Funktionstüchtigkeit bewahren müssen, wie zum Beispiel die Wasser-und Energieversorgung, Spitäler und Feuerwehrdepots, aber auch Schulen und Industrieanlagen sollten auf keinen Fall von stärkeren Schäden betroffen werden.

Falls Sie sich weiter für Erdbeben im Allgemeinen, jüngste Erdbeben oder Fragen des Erdbebenrisikos interessieren, lesen Sie die Webseite des Schweizerischen Erdbebendienstes

http://seismo.ethz.ch

Referenzen

Fäh, D. and G.F. Panza (1994). Realistic modeling of observed seismic motion in complex sedimentary basins. Annali di Geofisica 17, 1771-1798.

Fäh, D. (1996). Hybrid methods for simulating site effects. Proceedings of the Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, Acapulco Mexico June 23-28, 1996, Paper Number 2039.

Fäh, D., Noack, T. and P. Kruspan (1997). Bewertung des geologischen Untergrundes der Region Basel Stadt auf die seismische Erschütterungsfähigkeit. In: D. Mayer-Rosa (Ed.), Erdbebengefährdung und Mikrozonierung in der Schweiz, VdF Hochschulverlag AG, ETH Zürich, 55-67.

Fäh, D., Rüttener, E., Noack, T. and P. Kruspan (1997). Microzonation of the city of Basel. Journal of Seismology, 1, 87-102.

Fäh, D., Kind, F., Lang, K. and D. Giardini (1999). An earthquake scenario for the city of Basel. Submitted to Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Grünthal, G. (Ed.), 1998. European macroseismic scale 1998. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 1998; Vol. 15, 100pp.

Grünthal, G. und D. Mayer-Rosa (1998). Einheitliche Erdbebengefährdungskarte für Deutschland, Österreich und die Schweiz. Schweizerischer Pool für Erdbebendeckung, Bern.

Kind, F., Fäh, D., Steimen, S., SalamÍ, F., Giardini, D.,(2000). On the potential of microtremor measurements. Proc. XII World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Feb. 2000, Paper number 204.

Mayer-Rosa, D. and B. Cadiot, B. (1979). A review of the 1356 Basel earthquake. Tectonophysics 1979; 53: 325-333.

Noack, T., Kruspan, T., Fäh, D., Rüttener, E., (1997). Seismic microzonation of the city of Basel (Switzerland) based on geological and geotechnical data and numerical simulations. Eclogea Geol. Helv.; 90: 433-448.

Noack,T. Fäh, D. and P. Kruspan (2000). Erdbebenmikrozonierung für den Kanton Basel-Stadt. Landeshydrologie und –geologie, Geologischer Bericht Nr.24, pp83.

The importance of earthquake site effects from an engineering point of view

Ezio Faccioli, Milano

Summary

Illustrated by means of selected real cases is the physical and engineering significance of phenomena associated with the propagation of seismic waves at or near the earth surface, commonly denominated earthquake site effects. Emphasis is placed on dynamic resonance arising in one- or two-dimensional soil deposits, because it can trigger a very dangerous condition of double resonance in building structures. Observations on nonlinear response of foundation soil, and on the earthquake analysis of real topographic features are also presented.

1 Introduction

It is by now well established that local soil conditions and (to a more limited extent) irregular surface topography can be a crucial factor controlling the overall amount of damage and its spatial distribution during earthquakes. Some recent events, such as the 1995 Hyogoken Nanbu (Japan) earthquake with its narrow "intensified damage" belt crossing the whole city of Kobe and causing a death toll of over 6000 people, and the August 1999 Turkey earthquake with the devastation caused by foundation soil failures in Adapazari city stand as impressive evidence of "local" effects.

In relative terms, protection of population centres from adverse earthquake site effects can become critical also in zones with a much lesser exposure to seismic hazard such as, for instance, Alpine valleys. On one side, potentially damaging earthquakes are relatively infrequent in such valleys (so that instrumental data are scarce) and, on the other side, investment in buildings and infrastructure has been very large and not always protected by adequate earthquake resistant regulations. Here, moreover, experience and data obtained in other regions, hit by destructive events, cannot be applied automatically.

It is appropriate to note that the term *"local amplification"*, or *"dynamic soil amplification"* is widely used in earthquake engineering as synonymous with *site effects*. This term actually encompasses different physical phenomena arising from the propagation of seismic waves either in near-surface geological formations, e. g. layers of unconsolidated sediments, or in geometrically irregular configurations at the earth surface itself such as canyons, ridges, hilltops. Hence, a useful preliminary distinction can be made between earthquake site effects generated by *subsurface irregularities* and effects arising in the presence of geometric, or *surface irregularities*, see Figure 1.

In both cases the overall effect is to increase the amplitude, and often also the duration, of the ground vibrations generated at the site by the passage of the earthquake waves. However, from the engineering point of view the previous distinction is significant because the severity, and the spatial extent of the site effect can vary substantially in terms of expected damage to man-made construction, depending on the kind of phenomenon at play. For example, we are probably justified in assuming that in an area that includes hilly zones the maximum accelerations on hard ground during moderate earthquakes fluctuate spatially within perhaps a factor of 2, or even more, in amplitude. This variation has been observed in a metropolitan area (Mexico City) characterised by some degree of topographic irregularity (Faccioli, 1991). Then, except perhaps for steeply sloping zones, we may decide to neglect the "topographic" effect with respect to other site factors, that are likely to cause a stronger increase in the ground motion severity and to affect much wider areas, such as the presence of loose sediments as foundation soils (see sub-sect. 2.1 below).

In the next section I provide a descriptive framework of the most common site effects with some illustrative examples, meant to highlight their engineering significance. In the conclusions the engineering treatment of site effects in the context of seismic codes is briefly discussed.

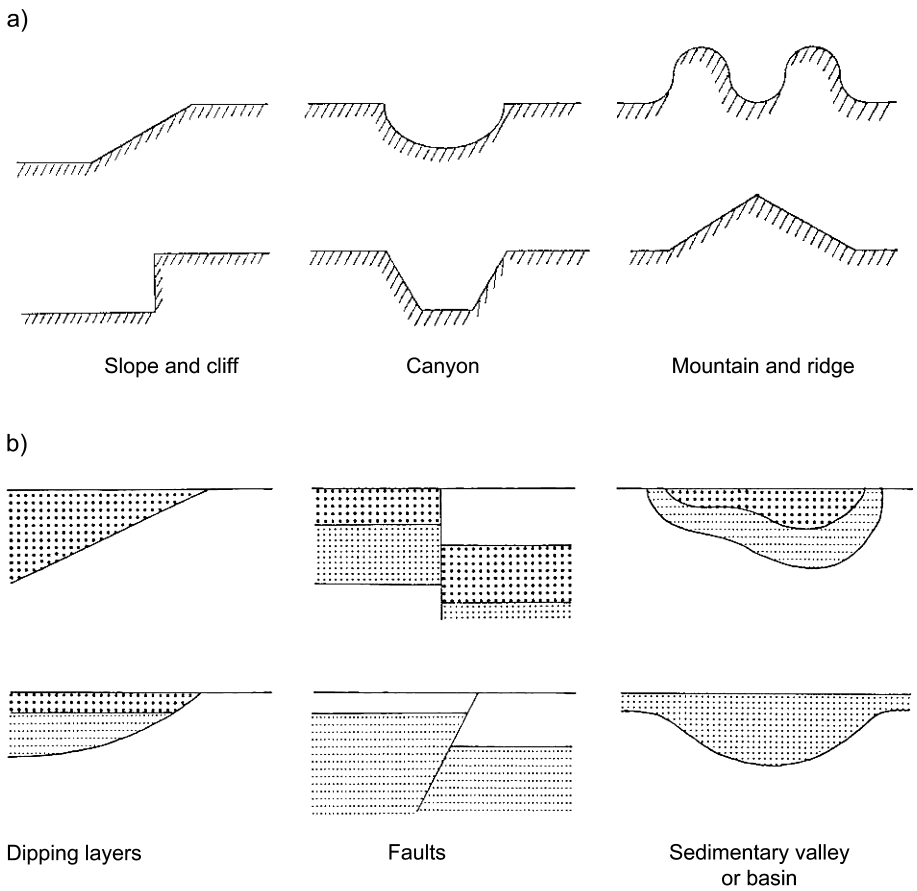


Figure 1: Idealised examples of: a) surface irregularities (topography), and b) subsurface irregularities (stratigraphic profile).

2 Review of main types of site effects

In the following presentation, emphasis will be placed on the principal engineering characteristics of earthquake ground motions: amplitude, presence of dominant frequencies in the ground oscillations, and duration. The first two are generally quantified through a spectrum. In earthquake engineering, in particular, the response spectrum is used. This is the curve representing the maxima of the acceleration experienced by the mass of the simplest dynamic model of a structure, i. e. the single-degree-of-freedom damped oscillator, when it is subjected to a given earthquake base motion and its fundamental period (or frequency) of vibration is varied.

2.1 Subsurface effects related to dynamic resonance of softer surface deposits

One of the most frequently observed and extensively studied site effects arises when the energy carried by the earthquake waves becomes trapped in soft soil layers near the surface. This causes a dynamic resonance phenomenon that can greatly enhance the severity of ground shaking. The peculiarity of the ground motion at resonance is that it occurs at well defined dominant frequencies, controlled by the geometry and dimensions of the soil deposit. If the resonant frequency of the soil happens to be close or to coincide with the fundamental frequency of a structure built on top of it, a very dangerous double-resonance phenomenon may be triggered resulting in very large motions of the structure, bringing it to failure.

2.1.1 One-dimensional configurations

As a simple model, consider the one-dimensional case of a horizontal homogeneous soil layer of depth H, resting on a half-space representing bedrock or a material stiffer than the overlying soil. Let the material density be denoted by ρ and a characteristic seismic propagation speed (i. e. of longitudinal, or of shear waves) by c. Also, suffix 0 is used for the properties of the layer, and suffix 1 for those of the half-space.

A seismic wave propagating upward from the bedrock into the soil layer is amplified and then totally reflected downward from the earth surface. As the wave hits from above the soil- bedrock interface, it

will be partially reflected upward again and other multiple reflections will follow. These give rise to "modes of vibration", i. e. standing waves at well-defined resonant frequencies. The lowest such frequency is

$$f_0 = \frac{c_0}{4H} \quad (1)$$

while the frequencies of the higher resonant modes are odd multiples of f_0. If viscous attenuation is neglected, the amplitude peaks of the surface motion at resonance are simply given by the ratio of the so-called seismic impedances, i. e. $\rho_1 c_1/\rho_0 c_0$. In practice, the condition for resonance to occur is a jump between the seismic impedance $\rho_0 c_0$ of the soil deposit and that of the underlying medium ($\rho_1 c_1$).

On the other hand, it can be shown that if the stiffness of the geologic medium decreases smoothly from depth z up to the surface, the ratio $A_0/A(z)$ between the ground vibration amplitude A_0 at the surface and the amplitude $A(z)$ is approximately equal to $[\rho(z)c(z)/\rho_0 c_0]^{1/2}$. In terms of amplification, this condition is clearly far less severe than that of the soft layer.

A typical example of seismic resonance in near-surface soil deposits has been recently identified in earthquake data recorded in the Taipei basin, Taiwan, at the WK (Wuku industry area) site (Paolucci et al. 2000) The basin, filled with unconsolidated sediments, has maximum depth to the bedrock of about 400 m, and the WK site is located on the deepest part of it. A profile of the propagation velocity of seismic shear waves at WK is shown in Figure 2 (Wen and Peng, 1998) together with the corresponding soil profile. Note the jump in the propagation velocity at about 60 m depth. Although the soil profile cannot be considered as a single layer on bedrock, it is evident that resonant seismic motion in the upper sediments is a distinct possibility at this site.

At WK five down-hole accelerometers were installed at depths of 0, 30 , 60, 90, 141, 352 m. The frequency spectra of horizontal accelerations during one earthquake occurring at a relatively large distance (70 km), recorded at the surface (WK0) and at 60 m depth (WK60) have been computed, as well as their ratio WK0/WK60. The peak surface acceleration of this earthquake was only about 25 cm/s^2, or 0.025g (g = acceleration of gravity), so that no damage to ordinary structures would be expected from it.

We may look at the complex vibration signal generated by earthquake waves as the combination of many simple sinusoidal components, each having its own amplitude and phase. Then, the ratio of the frequency spectra (or "amplification function") directly gives the amplitude increase affecting each sinusoidal component in propagating through the soil from the specified depth to the earth surface.

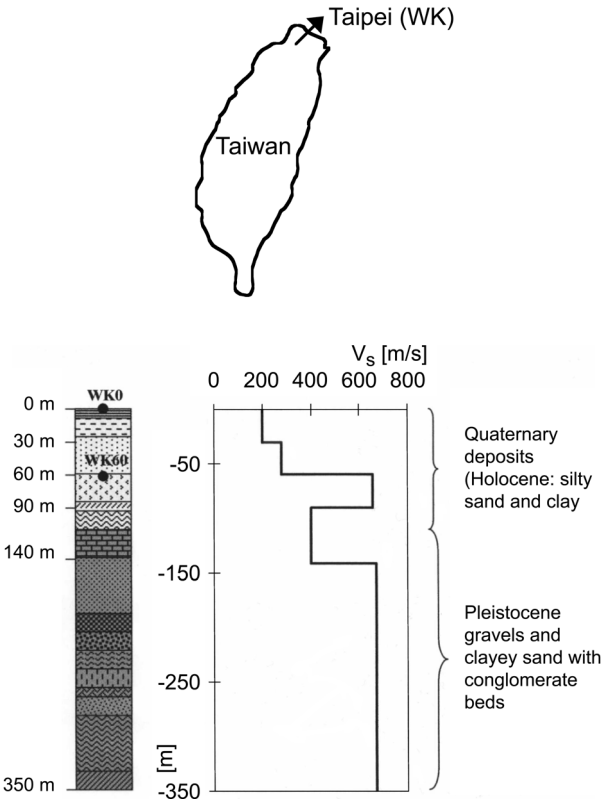


Figure 2: (top): Location of WK site; (bottom) soil stratigraphy, shear wave velocity (v_s) profile, and location of WK0 and WK60 accelerometers at WK.

The WK0/WK60 amplification function is illustrated as a function of frequency in Figure 3a. In the 0-to-10 Hz interval no less than five peaks are clearly distinguishable in the curve, which correspond to as many resonance modes.

Considering only the uppermost soil layers with an average propagation speed of shear waves c_s = 240 m/s and H = 60 m (see Figure 2), eq. (1) provides an estimated resonance frequency of 1Hz, which is only 10% smaller than the frequency of the lowest observed amplification peak (1.1 Hz) in Figure 3a.

By use of the impedance ratio, assuming a density ratio of about 1.5 and a velocity ratio of about 3 and neglecting internal dissipation in the soil, one would underestimate the amplification ratio for the same peak (about 4.5 against an observed 5.8). To obtain better agreement, use of a multi-layer model and introduction of soil damping are required, which would also partly explain the differences in amplitude of the higher resonant peaks.

Although very effective for the purpose of illustrating the phenomenon, the frequency spectra ratio just discussed is not an optimal engineering measure of the increase of earthquake actions on struc-

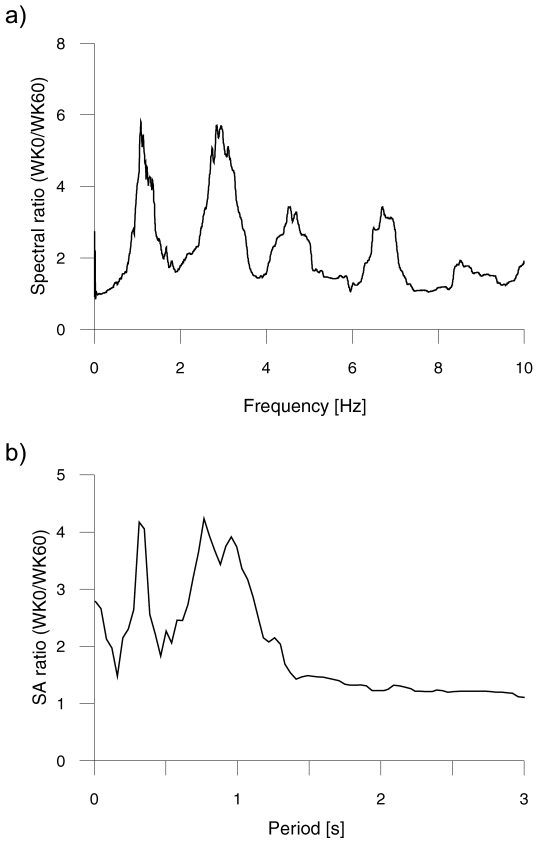


Figure 3: (a) Ratio of observed frequency spectra WK0/WK60 for a M=6.1 earthquake at about 70 km distance; (b) same for acceleration response spectra (0.05 damping factor), as a function of the oscillator natural period.

tures caused by soil resonance. A preferable way is to use the (acceleration) response spectra, because they quantify directly the maximum action on an elementary structure caused by a given earthquake excitation, and incorporate - through the damping factor - the effects of viscous dissipation.

Thus, one can compare the WK0/WK60 ratio of response spectra, or SA ratio, shown in Figure 3b, with the previous ratio. The strong amplification peak at the fundamental mode (0.9 s period) and that of the second mode are still present, but amplification is lower than in Figure 3a, due to the presence of damping. Also, a factor of 2 amplification would as a minimum be expected at WK0 with respect to WK60, due to the free-surface effect for vertically incident waves. One key question in engineering applications is the following: had the earthquake motion been stronger, say in the 0.2-0.3g peak acceleration range, how much would the amplification function change? I shall revert to this question in the sequel.

Unlike the case of the WK site in Taiwan, underground earthquake recordings are not usually available for engineering design. Hence, the increase in hazard due to site amplification is typically evaluated with respect to hard ground, "reference" sites at the surface. A most instructive example of the extent to which seismic motions in an area can vary as a function of the mechanical characteristics of foundation soils occurred in the destructive 1985 earthquake in the valley of Mexico, where the Mexico City metropolitan area is located. The situation is depicted in Figure 4: the so-called lakebed zone is covered by layers of extremely soft clays, from 30 m to over 100 m (in the southern part of the valley) in thickness, overlying older cemented deposits. In the hill zone, in contrast, volcanic rocks, conglomerates and other hard materials mostly outcrop at the surface.

The crucial geotechnical feature is the very high water content and low stiffness of the upper clay beds, which have average shear wave velocity of 50-60 m/s, some ten times lower - or more - than that of the deeper deposits. Heavy structural damage or collapse in the 1985 earthquake was quite selective, affecting mostly buildings 5-to-13 stories in height, with a prominent concentration inside the "heavy damage" area shown in Figure 4. This is located in the city centre where the thickness of the soft clay is about 30 m. On the other hand, damage was very limited or absent both in the hill zone and in the eastern part of the lakebed zone, where the clay is typically 50-to-70 m thick.

The few recordings of ground acceleration, partly reproduced in Figure 4, give the fundamental reasons of the observed behaviour. Note first the motion at CUIP, on hard ground. While the low amplitude (some 0.03 g peak acceleration) explains the lack of damage in the hill zone, the motion (incompletely recorded) has a long duration, consequence of the large earthquake magnitude (8) and of the 300 km propagation path from the Pacific subduction zone to Mexico City. The energy carried by the waves is mostly concentrated at frequencies < 1 Hz, but the motion at CUIP is otherwise relatively chaotic, devoid of a dominant frequency. However, upon propagation and multiple reflections in the soft clay layer such motion has given rise to resonant response, as clearly shown by the ground accelerations recorded at SCT and CDAO, resembling those of a modulated sinusoid. The resonant motions occur at the fundamental soil frequency at each lakebed site, which can be fairly accurately predicted by eq. (1) using the local thickness of the clay layer and the local average value of c_s.

Thus, at SCT site and in most of the central city area the resonant motion occurs at a dominant period of 2s, repeated over some 20 large amplitude cycles, as may be seen in the corresponding record in Fig. 4. The peak acceleration is here 5-6 times larger than at CUIP, consistently with impedance contrast estimates. However, at 2 s period the response acceleration of the mass of an elastic

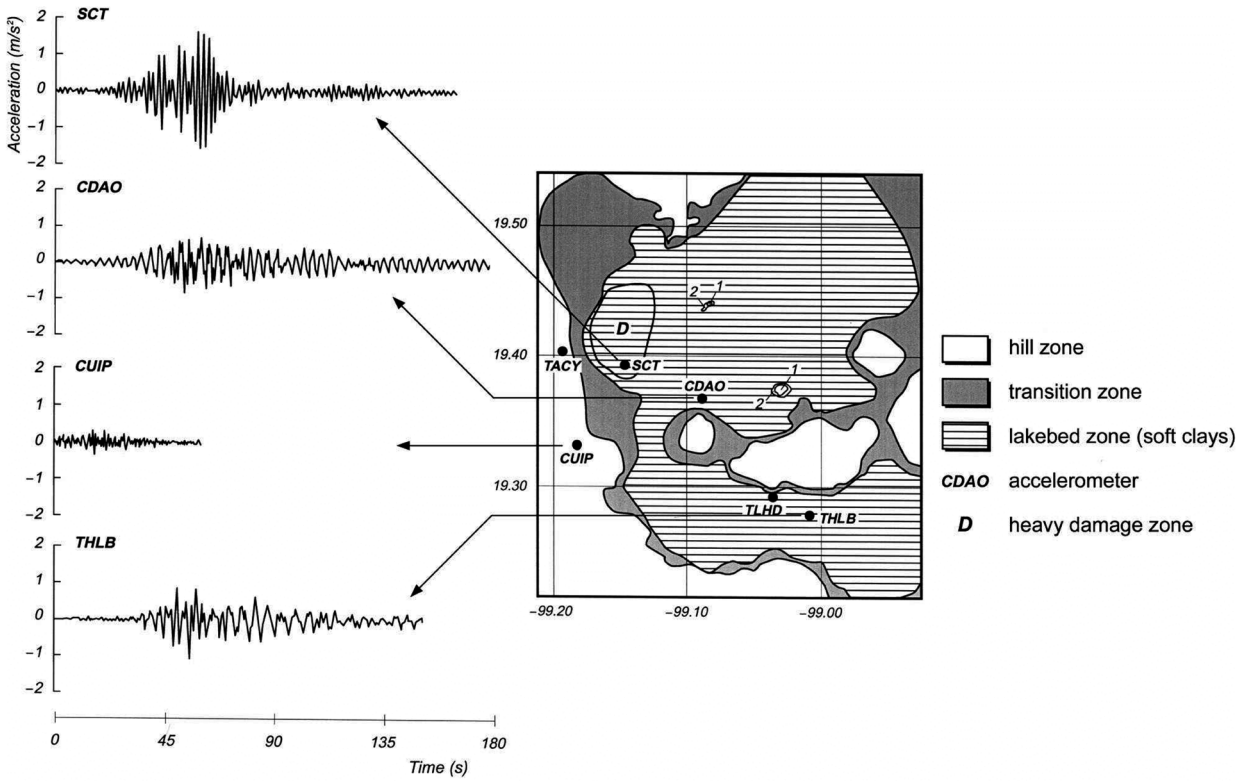


Figure 4: Geotechnical zonation map of the Valley of Mexico area (on the right), and representative horizontal ground acceleration components recorded on different types of soil during the September 19, 1985, destructive earthquake

damped oscillator excited by the SCT recording is as large as 1 g.

Fundamental vibration periods of many modern buildings (5 to 15 stories) in their undamaged state were lower than 2 s, perhaps in the 0.5-to-1.5 s range. However, early non-linear behaviour and incipient damage (such as cracking of brittle partitions) has weakened such structures - characterised by insufficient horizontal stiffness - and lengthened their fundamental response period in the course of the ground shaking. Thus, a dynamic condition of building resonance was superimposed at nearly the same frequency to the resonant oscillation of the ground, producing extremely large accelerations on the structure that resulted in many cases in heavy damage or collapse.

On the other hand, in zones where the clay beds are considerably thicker, e. g. > 50 m, as in the eastern lakebed zone (where the CDAO station is located), resonant response of the soil has occurred at periods of 3-to-5 s or more. But the totality of the construction in this part of Mexico City consisted of low-rise buildings, not exceeding 4-5 stories height. Hence, no possibility could exist for a double resonance condition, as in the central city area, and very little damage has occurred. Some peculiar aspects of the ground motions, such as the extremely long observed duration and the distribution of the peak amplitudes cannot be fully explained by simple models. However, it is notable that most of the main features of soil response in the Mexico Valley can be interpreted by a rather simple and basic physical model.

2.1.2 Two-dimensional configurations: sediment valleys

Often, soft surface deposits do not occur in extended horizontal layers as in the previous examples, but in two- or three-dimensional configurations, e. g. sediment-filled valleys. Provided a sufficient impedance contrast exists between sediments and surrounding medium, dynamic resonance phenomena excited by incoming seismic waves may develop also in these cases, at well defined fundamental frequencies of vibration. For valleys with a smooth geometry of the sediment-rock interface, it has been theoretically shown that the occurrence of dynamic 2D resonance essentially depends on the so-called shape ratio SR, i. e. the ratio between the maximum sediment depth and the half-width of the valley. In other words, given the impedance ratio, there exists a critical SR value above which 2D resonance is possible, and below which other patterns of wave propagation (surface waves and shear waves) across the valley tend to dominate the motion, with a transition between the two regimes.

For strong-motion earthquakes, instrumental observations of clearly identified 2D resonant response

Layer	Material	V_S (m/s)
1a	alluvium	150
1b		250
1c		320
2	marl	500
3	limestone	1000÷1500

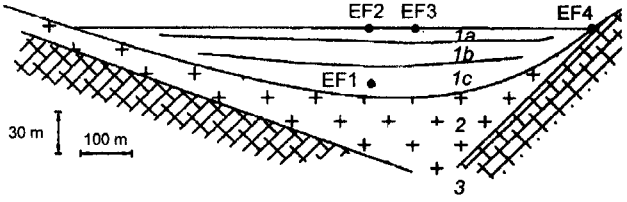


Figure 5: SW-NE cross-section of alluvium valley at the IONIANET test site in Kefalonia island (Greece); EF1, EF2, EF3 and EF4 are the locations of digital accelerographs, while V_S denotes shear wave velocity. From Psarropoulos and Gazetas (1998).

of sediment valleys are scarce. On the other hand, remarkable data are available for weak motion earthquakes (e. g. Paolucci et al. 2000).

Strong motion observations with partial evidence of 2D resonance effects were obtained by the IONIANET accelerograph network, located on a small sediment valley in Kefalonia island, in the most seismically active region of Greece. A cross-section of the valley with the accelerograph location is shown in Figure 5. The valley, about 1.5 km wide (0.8 km at the test site) and 6 km long, is filled with soft-to-medium dense Neogene sediments, and surrounded by hills of limestone and marl. During the geotechnical investigations, two boreholes were drilled near the rock outcrops at the edges and one in the middle of the valley. The latter disclosed about 46 m of soil overlying marl. The soil consists of interbedded sand and clay layers, with penetration resistance between N_{SPT}=10, near the surface, and N_{SPT}=46 near the soil-marl contact. The shear wave velocity values shown in Figure 5 were estimated from the N_{SPT} values with empirical correlations.

In 1997 and 1998 IONIANET recorded four moderate earthquakes; three of them, having magnitudes between 4.2 and 5.2, occurred during the same seismic sequence, 20 to 45 km epicentral distance from the network, with focal depth of 5-7 km. The largest peak accelerations at EF4, on rock, were about 0.05g, while on soil (at EF2) they reached about 0.22g during the same event.

Previous analyses of IONIANET data showed that 2D wave propagation and layering of the valley sediments must be accounted for to explain the amplitudes and duration of the accelerations recorded at EF3 and EF4 (Psarropoulos and Gazetas 1998). Like the case of the WK site, as an engineering measure of amplification I use here the ratio between the response spectra of the soil recordings at EF2 and EF3 and those on rock at EF4, averaged over the three mentioned earthquakes. Figure 6 displays these ratios for the horizontal motion normal to the valley cross-section. First of all, the 6-to-10 times amplification occurring up to 1 s period should be noted; such values are much higher than the design amplification factors provided in last generation seismic codes. For instance, in the currently updated version of Eurocode 8 - Part 1 the highest values of the soil profile amplification factor *S* do not exceed 1.8.

Particularly at EF3, a broad amplification peak may be noted for vibration periods between about 0.5 and 1.0 s (shaded band in Figure 6).

To investigate the influence of possible 2D resonance effects on the high amplification observed, a simplified two-dimensional model of the valley was analysed, assumed to consist of homogeneous soil (c_S = 400 m/s) and having a triangular shape, as illustrated in Figure 7 (Chiesa 2000). For specific values of the angles at the valley edges, a nearly-exact solution of the problem can be obtained for a vertically propagating plane shear wave that generates horizontal motion parallel to the valley axis (SH wave).

The analytical amplification ratios calculated in this way at different points across the valley are displayed in Figure 7. They clearly display a resonance peak (indicated by a star in the figure) common to all locations, which becomes very prominent in the zone where the valley sediments are deepest.

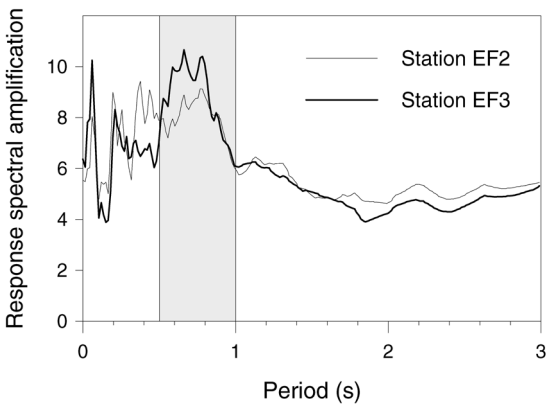


Figure 6: Response spectra ratios EF2/EF4 and EF3/EF4 for horizontal motion in the direction normal to the plane of Figure 5, averaged over three earthquakes. Shaded band indicates range of vibration periods where 2D resonance has probably occurred. From Chiesa (2000).

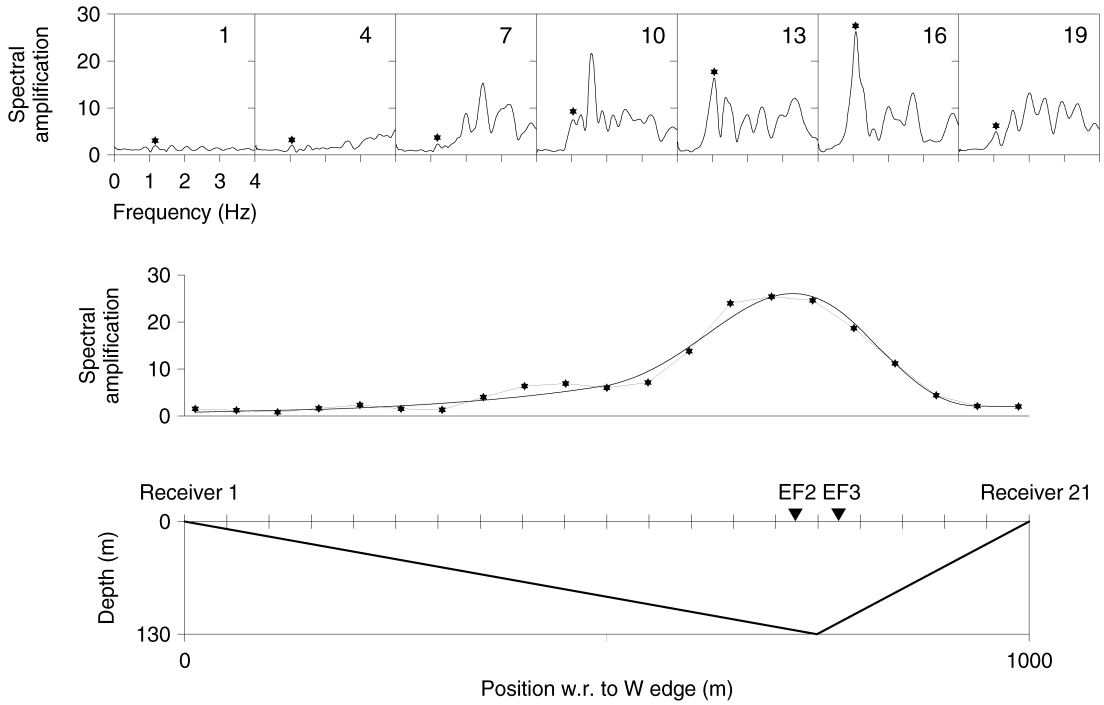


Figure 7: (Top) IONIANET site: amplification functions at selected surface receivers for antiplane (SH) motion calculated with the simple model of triangular homogeneous valley, shown at bottom. Receivers are numbered 1 to 21, from left to right, and equally spaced. Solid star in amplification plots indicates 2D resonance peak at 1.1 Hz. Receiver 16, exhibiting the highest peak is between stations EF2 and EF3. Graph in the middle depicts variation of resonant peak amplitude across the valley. From Chiesa (2000).

The frequency of this peak is 1.1 Hz (period 0.9 s), while the spatial distribution of the amplitude associated with it is depicted in the middle graph in Figure 7. Based on well known studies on the seismic response of valleys (Bard and Bouchon 1985), the simulation results in Figure 7 are consistent with the occurrence of the fundamental resonant mode for SH waves at the frequency of 1.1 Hz. Making due allowance for the approximations in the valley geometry and material properties of the simplified model, it seems quite reasonable to attribute the longer period amplification peak in the shaded band of Figure 6 to two-dimensional resonant response of the valley in its fundamental SH mode.

In reality, due to the relatively low magnitude of the earthquakes considered, the strongest ground response at the IONIANET site occurred at vibration periods between about 0.1 and 0.3 s, and very little energy was present in the 0.6-0.9 interval where 2D resonance effects are identified. However, the 2D resonant motion could be strongly excited by higher magnitude (say M>6) future events, such as have occurred several times in the Ionian Islands. From an engineering viewpoint, the 2D resonant response would obviously be of concern for taller and more flexible structures than are the typical low-rise construction generally found in Kefalonia.

2.1.3 Effects of nonlinearity in soil response.

Concerning the values of the resonant frequencies and associated amplification levels, the influence of nonlinearity in soil response should not be overlooked. As the amplitude of the earthquake waves incoming at a site increases, plastic behaviour with increasingly larger dissipation of energy by internal friction and consequent softening of the soil occur. In general terms, this produces a reduction in the amplification peaks as well as in the frequency values of such peaks. Nonlinearity of response is one reason, among other, why the amplification features on soft soils observed in weak earthquake motions in most cases cannot be directly extrapolated to potentially damaging shocks.

Limited, but instructive evidence of nonlinear soil behaviour is detectable in the IONIANET data. To show it, the level of the accelerations recorded on rock at station EF4 in three different earthquakes is taken as the independent variable. Such level is expressed as the average ordinate of the acceleration response spectra in the 0.-0.55 s period range, denoted as $S_{0\text{-}0.55}$. This quantity is displayed on the horizontal axis of the graphs in Figure 8. To represent soil amplification, the value of $S_{0\text{-}0.55}$ was computed for stations EF3 and EF4 and the ratio $S_{0\text{-}0.55}$(soil)/$S_{0\text{-}0.55}$(rock) was subsequently obtained.

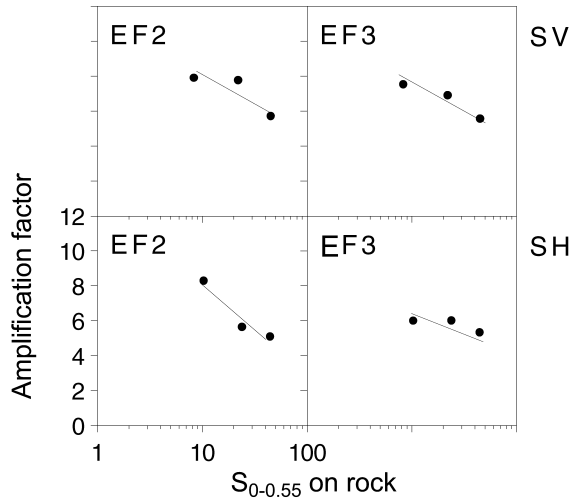


Figure 8: (Top) Observed amplification factors $S_{0\text{-}0.55}$(soil)/$S_{0\text{-}0.55}$(rock), defined in text, for IONIANET soil stations EF2 and EF3 as a function of severity of excitation, expressed by $S_{0\text{-}0.55}$ on rock (station EF4), in cm/s^2. From Chiesa (2000).

This ratio is displayed on the vertical axis in Figure 8, both for the motion in the plane of the valley cross-section (SV) and perpendicular to it (SH). The use of the parameter $S_{0\text{-}0.55}$ derives from the fact that the U. S. Uniform Building Code (UBC1997) defines a design amplification factor precisely in the same way.

In each plot in Figure 8, the three data points correspond to the three different earthquakes already mentioned. These observations show that the average soil amplification at EF3 and EF4 de-creases by as much as 25% to 35% as $S_{0\text{-}0.55}$(rock) increases from about 0.01g to 0.04g. Although the data are limited, I believe they provide a useful practical indication on the extent of nonlinearity effects expected at sites on valleys filled with relatively soft sediments in regions of moderate seismicity (4.2<M<5.2), such as Switzerland, and intermediate epicentral distances (20-50 km). For stronger ground motions, the values of the design amplification coefficients in the quoted UBC1997 code give useful guidance.

2.2 Surface effects related to irregular topographic profile

The presence of topographic relief such as hills, ridges, cliffs, and other topographic irregularities can affect the characteristic of earthquake ground motions in two ways: by "geometric" effects, i. e. focussing or de-focussing of seismic waves, and by resonance effects. Focussing effects, typically caused by a convexity in the topographic profile, such as a sudden up-hill decrease in slope or a hill-top, will produce localised amplification. On the other hand, de-focussing is associated with concavities in the topographic profile, such as with a sudden up-hill increase in slope, and tends to produce de-amplification of the seismic motion.

Similar to sedimentary deposits, earthquake waves can also excite 2D or 3D resonance effects associated with the fundamental vibration modes in hills and ridges. A rule-of-thumb estimate for the fundamental shear resonance frequency f_0 of a ridge of homogeneous rock and base width L would give

$$f_0 = \frac{c_S}{L} \qquad (2)$$

Since L can in practice be quite large, the fundamental frequency in question tends to be relatively low and may not be easily identifiable in instrumental recordings.

These different aspects were investigated in detail in a study on one of the very few cases where an accelerograph array designed to monitor topographic amplification during earthquakes has actually recorded some fairly strong shocks (Paolucci et al 1999). This is the Matsuzaki local array in the Izu peninsula, Japan. The array configuration is portrayed in Figure 9; the top of the hill is about 250 m high. The strongest shock recorded by the array had magnitude 6.5 and generated a peak horizontal acceleration of 0.15 g at station 1. Representative ground motions for this event are displayed in Figure 10; velocities and displacement were obtained by integration from the high-quality, digital acceleration recordings.



Figure 9: Plan (top) and 3D (bottom) view of Matsuzaki array site, on Mt. Ushibara, with the accelerograph locations numbered from 1 to 5. The elevation contour line interval is 10m. From PWRI 1986

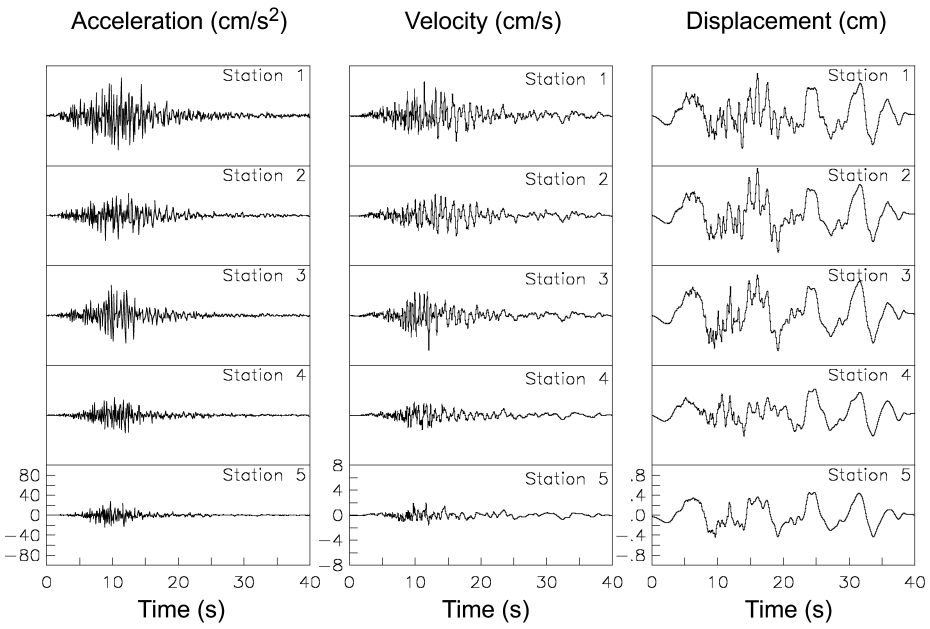


Figure 10: EW horizontal ground motions (from left to right: acceleration, velocity, displacement) recorded at the five stations of the Matsuzaki array during a magnitude 6.5 earthquake occurred on 20.02.1990 at about 40 km epicentral distance. From Paolucci et al. (1999)

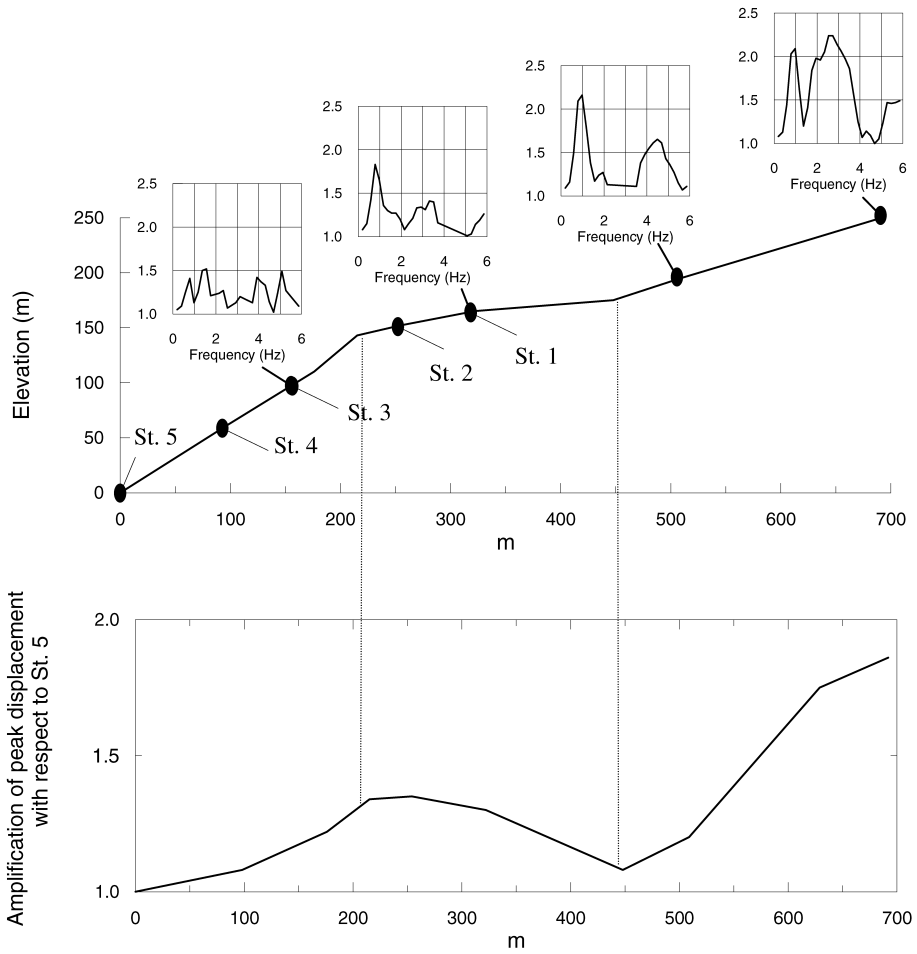


Figure 11: (Top) Vertical cross-section of Mt. Ushibara through the stations of Matsuzaki array, and reaching the hilltop. Shown are amplification functions for EW motion at selected points, calculated by a 3D model simulation. (Bottom) Amplification with respect to Station 5 of peak ground displacement along the profile of the hill. Vertical dotted lines show correspondence with the convexity of topographic profile. From Paolucci et al. (1999).

These time histories show well that the motion, notably velocity and acceleration, gradually increases in amplitude from the foot towards the top of the hill. Concerning the stronger amplification observed at the topmost station (no. 1), in situ geotechnical investigations disclosed that a fairly soft soil deposit is present in this elevated part of Mt. Ushibara, so that a strong site amplification is expected at Station 1 location, not attributable to topographic effects. This constitutes a significant practical lesson, since the presence of soil deposits at mildly sloping uphill locations cannot be ruled out and their influence on ground motion can well overshadow that of the irregular relief.

In the quoted study (Paolucci et al., cit.), advanced 3D modelling of the whole Mt. Ushibara was performed. The results obtained allowed to interpret many important aspects of the observations and the reliability of the method adopted, but could not predict well the smooth amplitude increase in the motions going from Station 5 to Station 2. This suggests that we are in presence of a complex 3D effect, possibly related to the fact that the rocks constituting the mountain are not homogeneous and their seismic impedance might be smoothly decreasing towards the surface. On the other hand, it is noted that, leaving Station 1 aside, the overall amplification occurring from the foot to an elevation of about 150m (Station 4) along a steeply inclined slope of the hill, is less than a factor of 2. This is substantially less than the levels we have previously seen in sedimentary valleys for comparable ground motions, and confirms the statement made in the introduction on this subject.

Finally, shown in Figure 11 (upper part) are the numerically simulated amplification functions of EW motion at several locations on the cross-section of the mountain containing the station sites. The low-frequency peak at 0.9 Hz visible in all the plots represents the transverse resonance mode of the mountain according to eq. (2), for a constant average c_s = 1 km/s and an EW mountain width of the order of 1 km. In the bottom part of Figure 12, the highs and lows of the peak displacement amplification along the same section are evidently correlated with the convexities and, respectively, concavities of the topography. This demonstrates clearly the previous assertion on the geometric effects related to topography. Thus, in the same representation of a real case we can appreciate the magnitude of both dynamic and geometric site effects.

3 Conclusions

To conclude, I would summarise some salient indications and practical recommendations on earthquake site effects as follows:

- If we exclude soil failure (caused e. g. by liquefaction), dynamic resonance of soft surface deposits during earthquakes is the potential cause of the most hazardous situations. Current seismic codes, such as Eurocode 8, prescribe an increase in seismic design actions that depends on the characteristics of the soil profile. The code amplification factors may not adequately cover 2D/3D resonance effects, expected in sediment valleys.
- In presence of soft surface deposits, it is advisable not to rely only on code response spectra, especially in regions of moderate seismicity. Peak amplifications and resonance frequencies of soil should also be estimated, and the latter compared with the fundamental frequency of vibration of the structure(s) at hand, to avoid a very dangerous condition of double resonance (soil plus structure).
- Approximate values of resonance frequencies for 2D/3D soil configurations can be estimated by simplified tools, even when little information is known on geometry and material properties of the soil deposit (Paolucci 1999). However, geophysical and geotechnical investigations are required for more accurate calculations.
- Non-linearity of soil behaviour during earthquakes can play a non-negligible role on resonance-type site effects expected in regions of moderate seismicity (such as Switzerland). The previously illustrated data from IONIANET array are probably representative in this respect.
- Topographic amplification has a lesser impact than soil resonance effects; in reality, situations where soil amplification effects are erroneously attributed to topographic features may not be uncommon. The treatment of topographic effects provided by Eurocode 8 (Part 5, Annex A) seems sufficient for ordinary engineering purposes.

Acknowledgements

I gratefully acknowledge the assistance of Fabrizio Chiesa, Roberto Paolucci, and Marco Stupazzini in preparing the material for this article.

References

Bard P.-Y. and Bouchon M. (1985) "The two dimensional resonance of sediment-filled valleys". *Bull. Seismol. Soc. America* **75**, 519-541.

Chiesa F. (2000) *"Identification of complex seismic site effects in sediment filled valleys."* Thesis for the Diploma in Engineering Degree (in Italian), Politecnico di Milano.

Faccioli E. (1991) "Seismic amplification in the presence of geological and topographic irregularities". *Proc. 2nd Intern. Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Vol. **II**, 1779-1797.

Paolucci R. (1999) "Shear resonance frequencies of alluvial valleys by Rayleigh's method". *Earthquake spectra* Vol. **15**, 503-521.

Paolucci R., Faccioli E., Maggio F. (1999) "3D response analysis of an instrumented hill at Matsuzaki, Japan, by a spectral method"., *Journ. of Seismolgy* **3**, 191-209.

Paolucci R., Faccioli E., Chiesa F:, Cotignola R. (2000) " Searching for 2D/3D site response patterns in weak and strong motion array data from different regions", *Proc. 6th Intern. Conf. On Seismic Zonation*, Palm Springs, California.

PWRI (1986) *"Dense instrument array observation of strong earthquake motion."* Technical Report, Public Works Research Institute, Tsukuba, Japan.

Psarropoulos P. and Gazetas G. (1998) "Surface and borehole accelerograms versus spectral element simulation of alluvial basin in Cefalonia". *Proc. 2nd Intern. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, 157-162.

Shearer P. and Orcutt J. (1987) "Surface and near-surface effects on seismic waves - theory and borehole seismometer results." *Bull. Seismol. Soc. America* **77**, 1168-1196.

UBC1997 (1997) *"Uniform Building Code"*, Vol 2 - Structural Engineering Design Provisions. Division IV - Earthquake Design, International Conference of Building Officials.

Wen K.-L. and Peng H.-Y. (1998) "Strong motion observations in the Taipei basin", *Proc. Int. Symposium on the Effects of surface geology on seismic motion* , Yokohama, Japan, Vol. **1**, 263-270.

Zur rechtlichen Verantwortung für die Erdbebensicherung von Bauwerken

Rainer Schumacher, Baden

Zusammenfassung

Diese systematische Übersicht beweist, dass in verschiedenen Gebieten der komplexen Rechtsordnung (öffentliches Recht, Strafrecht und Privatrecht) zahlreiche Bestimmungen die Erdbeben-vorsorge in der Schweiz fördern und weitgehend sichern. Verbesserungen zur rechtlichen Verstärkung der Erdbebenvorsorge sind noch möglich und sinnvoll.

A. Grundlagen

I. Das juristische Gefährdungsbild

Erdbeben können der Allgemeinheit und den einzelnen Rechtsgenossen (natürliche Personen, Unternehmen usw.) schwere Nachteile zufügen. Diese werden vor allem nach der *Art des verletzten Rechtsgutes* unterteilt, auf einer ersten Stufe in (materiellen) *Schaden* und (immaterielle) *seelische Unbill* (psychisches Leid zufolge Tötung, Körperverletzung oder schwerer Persönlichkeitsverletzung). Im (ausservertraglichen) Haftpflichtrecht (auch Deliktsrecht genannt) werden die folgenden Arten von Schaden unterschieden:

- *Personenschaden* zufolge Tötung oder Körperverletzung samt dem mittelbaren Eigenschaden.
- *Sachschaden* zufolge Zerstörung, Beschädigung oder Verlust einer Sache samt dem mittelbaren Eigenschaden.
- *Sonstiger Schaden*, häufig reiner Vermögensschaden genannt, der ein Reflexschaden sein kann; auch andere Nachteile wie seelische Unbill oder Personenschaden können Reflexschäden sein.[1]

Das juristische Gefährdungsbild ("Schadensszenario") von Erdbeben kann anhand einer potentiellen *Kausalkette* wie folgt strukturiert werden:

a) Ein Erdbeben (Schwingungen des Untergrundes) verursacht *unmittelbar Gebäudeschäden*. Diese können auf Risse, Verschiebungen usw. beschränkt sein. Es können jedoch einzelne Gebäudeteile *abstürzen* (z.B. Fassadenelemente, Balkone usw.), oder ein Bauwerk kann ganz oder teilweise *einstürzen* (z.B. Einsturz eines Segments eines Autobahnviaduktes).

b) Die ein- bzw. abstürzenden Teile können *mittelbare* Folgen innerhalb und ausserhalb des Bauwerkes verursachen:
   - *Personenschäden*: Menschen werden getötet oder verletzt, indem sie von ein- bzw. abstürzenden Gebäudeteilen erschlagen oder in die Tiefe mitgerissen werden.
   - *Sachschäden*: Sachen (z.B. Möbel, Maschinen, Fahrzeuge) werden durch ab- bzw. einstürzende Gebäudeteile beschädigt oder zerstört.

c) Beschädigte Sachen können *weitere Schäden* (Personen- und Sachschäden) in mehr oder weniger zahlreichen Zwischengliedern der Kausalkette bewirken. *Beispiele:* Überschwemmungen; Austritt von Schadstoffen aus geborstenen Leitungen; Zugsentgleisungen oder andere Verkehrsunfälle; Folgen umstürzender Möbel. Zum Schaden gehört nicht nur der unmittelbare, sondern auch der mittelbare Schaden, sofern ein solcher noch als adäquat kausale Folge des schädigenden Ereignisses erscheint.[2] Des weiteren gehört zum (unmittelbaren und mittelbaren) Schaden auch der *Schadenszins*, der am Tage beginnt, an welchem sich das schädigende Ereignis finanziell auszuwirken beginnt.[3]

d) Als weitere (mittelbare) Folgen können *Vermögensschäden* als Eigenschäden verursacht werden: Verletzte erleiden einen Verdienstausfall; die Beschädigung von Maschinen verursacht einen Produktionsausfall; ein beschädigter Gewerbe- oder Produktionsbetrieb erleidet zufolge eines längeren Betriebsunterbruches eine Umsatzeinbusse mit entsprechendem Ertragsausfall.

e) *Reine Vermögensschäden* sind Schäden ohne Verletzung absolut geschützter Rechtsgüter des Geschädigten. Sie können in der besonderen Erscheinungsform von *Reflexschäden* entstehen, wenn einzelne Personen oder Firmen zwar keinen Eigenschaden (Personen oder Sach-

schaden) erleiden, jedoch zufolge Personen- oder Sachschäden Dritter in ihrer Erwerbstätigkeit gestört oder völlig behindert werden, z.B. wenn in der Nachbarschaft ein eingestürztes Gebäude die Ver- und Entsorgungsleitungen zerstört oder die Zufahrtsstrasse mit Trümmern völlig blockiert hat.[4] Ertragsausfälle, Kosten für Überbrückungsmassnahmen usw. bilden einen reinen (Reflex-) Vermögensschaden. Einen solchen erleidet auch der Bauherr, der einen *Mehrvergütungsanspruch* des Unternehmers befriedigt hat, der dem Unternehmer zufolge der durch ein Erdbeben (allenfalls auch ausserhalb der Baustelle durch Lieferschwierigkeiten) bewirkten Erschwernisse erwachsen ist.[5] Ein Erdbeben kann den Anspruch des Unternehmers auf eine *Fristerstreckung* und einen Anspruch auf *Mehrvergütung* wegen der Verlängerung der Bauzeit begründen.[6] Wird ein im Entstehen begriffenes Bauwerk durch ein Erdbeben zerstört, stellt sich die Frage, ob und in welchem Umfang der Unternehmer Anspruch auf die Vergütung seiner geleisteten Arbeit besitzt;[7] die dem Unternehmer allenfalls geschuldete Mehrvergütung ist ein reiner Vermögensschaden des Bauherrn.

f) *Reine Vermögensschäden* können auch entstehen, ohne dass es sich um Reflexschäden handelt. Sie können beispielsweise durch behördliche Massnahmen (z.B. Evakuierungsbefehle wegen der Gefahr von Einstürzen, Explosionen, Vergiftungen, Überschwemmungen) oder Informationen in einer Katastrophenlage verursacht werden.[8]

II. Die Aufgaben des Rechts

1. Hauptaufgabe: Prävention

Die Rechtsordnung (Gesetzgeber und Rechtsanwender wie Verwaltung, Gerichte usw.) hat in erster Linie zur *Prävention* von Erdbebenfolgen (Erdbebenvorsorge) einen notwendigen und angemessenen Beitrag zu leisten. Das Recht kann diesen Beitrag nur im engen Schulterschluss mit der *Bautechnik* erbringen.

Die *unmittelbare* Prävention besteht in Normen und rechtlichen Verfahren, die erreichen wollen, dass Bauwerke durch die Anwendung der Regeln der Bautechnik mit genügender Erdbebensicherheit gebaut und unterhalten werden. Bei der erstmaligen Errichtung und bei der späteren "Nachrüstung" sollen die notwendigen konstruktiven Massnahmen durchgesetzt werden.

Die *mittelbare* Prävention sind das Wissen um die Haftung wegen ungenügender Erdbebenvorsorge und die Aufklärung über die Haftungsnormen. Wer das Erdbebenrisiko verdrängt oder die bautechnischen Regeln der Erdbebenvorsorge missachtet, der verdrängt oder missachtet auch die *juristischen Risiken*. Wer (auch) um die Haftungsrisiken weiss, beugt erst recht vor.

2. Zusätzliche Aufgabe: Haftung

Die Rechtsordnung hat Rechtsregeln für den Fall bereitzustellen, dass die Erdbebensicherheit von Bauwerken mangelhaft ist. Das Recht regelt die (vertragliche und ausservertragliche) *Haftung* für die Folgen einer ungenügenden Erdbebenvorsorge. Die Rechtsfolgen können nicht nur nach einem Erdbeben wirksam werden, sondern auch *ohne* ein Erdbeben, wenn die ungenügende Erdbebenvorsorge entdeckt und rechtlich verfolgt wird. Zu unterscheiden ist:

a. Die meisten, umfangreichen und komplexen Haftungsregeln wollen *Schadenersatz* (Schadensausgleich) verschaffen.

b. Zusätzlich regelt das Recht, insbesondere in Art. 47 und Art. 49 OR,[9] den Anspruch auf *Genugtuung* zum Ausgleich seelischer Unbill, die jemand wegen Tötung, Körperverletzung oder schwerer Persönlichkeitsverletzung erlitten hat. Der Genugtuungsanspruch bei gegebenen Voraussetzungen bleibt immer vorbehalten, wird jedoch im folgenden nicht mehr ausdrücklich erwähnt.

3. Ziel dieser Ausführungen

Dieser Beitrag bezweckt eine *systematische Übersicht* über die wichtigsten Rechtsregeln, welche für die Erdbebenvorsorge einschlägig sind, und damit ein juristisches "Wissensmanagement" unter Berücksichtigung der neuesten Rechtsprechung des Bundesgerichtes bis anfangs 2000.[10] Der Beitrag beschränkt sich auf Schwerpunkte, soweit diese dem Verfasser für das Thema der *Erdbebenvorsorge* als von spezifischem Interesse erscheinen. Wer sich näher oder im Einzelfall umfassend mit allen Rechtsregeln, z.B. mit den Voraussetzungen einer bestimmten Haftungsart (Haftungsgründen) und den Haftungsfolgen befassen will bzw. muss, findet hier keine erschöpfenden Auskünfte, sondern muss auf die umfassende (teils bewährte, teils kontroverse) Rechtsprechung und Lehre verwiesen werden. Zudem sind in jedem Fall nicht nur das komplexe System der ganzen Rechtsordnung zu berücksichtigen, sondern auch alle konkreten Umstände des *Einzelfalles*, was abstrakte, allgemeingültige Aussagen und Rechtsprechungsprognosen stark erschwert.

B. Die Regeln der Bautechnik

1. Die Fachkompetenz der Bautechnik

Bei der Erdbebenvorsorge fällt die Führungsrolle der Bautechnik zu. Das Recht kann und muss sie unterstützen. Die wichtigsten Aufgaben der Bautechnik sind:

- Die Wissenschaft hat das Erdbebenrisiko zu erforschen, zu beschreiben und darüber aufzuklären.
- Die Technik der Baukonstruktion hat bautechnische Massnahmen zur Erdbebenvorsorge auszuarbeiten (Regeln der Bautechnik zur Vermeidung bzw. Verringerung der Schwingungen eines Erdbebens auf Bauwerke). Sie hat diese Regeln bekanntzumachen, damit (mindestens) die Fachleute über die Existenz dieser Regeln der Erdbebentechnik orientiert sind.

Dabei besitzt die Bautechnik die (wissenschaftliche) Autonomie und trägt auch die Verantwortung. Diese technischen Regeln können von den Laien (auf diesem Gebiet der Technik) nicht überprüft werden, auch nicht von den Juristen. Im Streitfalle sind Richter und Anwälte auf Experten angewiesen. Der Experte ist häufig die *Schlüsselfigur* des Bauprozesses.[11]

2. Das Sicherheitsziel

Das Sicherheitsmanagement (bzw. Risikomanagement), welches das Sicherheitsziel definiert, ist eine interdisziplinäre Aufgabe. Die *Bautechnik* weiss, dass ein absoluter Schutz gegen die Auswirkungen jeder Stärke von Erdbeben in nächster Entfernung unerreichbar ist, und beschränkt sich deshalb auf konkrete Massnahmen, die nur zu einer blossen, vernünftigen *Reduktion* der Erdbebenrisiken führen. Die konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen sowie die Grundlagen für die rechnerischen Nachweise der Regeln der Bautechnik streben nur, aber immerhin an, dass die Auswirkungen (Schwingungen) eines Erdbebens an einem Bauwerk mit beliebigem Standort in der Schweiz bestimmte Normschäden nicht überschreiten.[12]

Ökonomisches Verhalten ist Zieloptimierung bei der Befriedigung sowohl materieller als auch immaterieller Bedürfnisse unter Restriktionen, d.h. in Rücksicht auf die Knappheit der Ressourcen. Im Kern ist Ökonomie die Wissenschaft von der vernünftigen Wahl bzw. Entscheidung bei Knappheit der Ressourcen.[13] Das steht im Einklang mit dem Grundsatz der *Verhältnismässigkeit*, einem Grundprinzip der Rechtsordnung.[14]

Sicherheitsziel ist deshalb nicht eine absolute, sondern eine *verhältnismässige* und damit vernünftige Erdbebenvorsorge. Die verhältnismässige Erdbebenvorsorge gewährleistet eine ausreichende und damit genügende Erdbebensicherheit.

3. Die rechtliche Funktion der Regeln der Bautechnik

Technik bedeutet ein auf *generalisierter* Erfahrung beruhendes und nach *lehrbaren* Regeln vorgehendes Können im Herstellen von Gegenständen dinglicher Art (Werkzeuge, Gebrauchsgüter, Kunstwerke) oder geistiger Art (etwa sprachliche Gebilde), im Hervorbringen von Zuständen (z.B. der Gesundheit durch einen Arzt) oder im Betreiben von Geschäften. Technik ist die Fähigkeit, Vorgegebenes mit natürlichen oder selbstgefertigten Mitteln nach *bestimmten* Regeln im Hinblick auf einen bestimmten Zweck umzugestalten.[15] Wer von Technik spricht, meint damit bereits Regeln. Jede Technik besteht begriffsnotwendig aus Regeln. Wer etwas richtig macht, z.B. richtig baut, der baut nach Regeln, d.h. nach den Regeln der Bautechnik.

Regeln werden geschaffen und als richtig anerkannt. Was richtig ist, wird *regelmässig* gemacht. Im Begriff der Regel ist bereits ihre Anerkennung der Richtigkeit enthalten (aufgrund des gegenwärtigen Standes des Wissens im betreffenden Fachgebiet). Regeln sind begriffsnotwendig *anerkannte* Regeln. Der Begriff der Regel schliesst die Anerkennung in sich. Andernfalls könnte eine Regel nicht beanspruchen, eine Regel zu sein mit der Verpflichtung, *regelmässig* befolgt zu werden. Wie bereits erwähnt, beruht die Technik auf *generalisierter* Erfahrung.

Die Regeln der Bautechnik, hier die technischen Regeln zur Erdbebenvorsorge, sind ein Teil der gesamten Regeln der Technik. Zufolge ihrer Anerkennung als Regeln der Bautechnik sind sie zu befolgen. Vorbehalten bleiben anders lautende Abreden, sofern sie gültig sind. Ungültig, weil rechts- oder sittenwidrig (Art. 20 Abs. 1 OR), ist namentlich die Vereinbarung eines Vorgehens, das Leib und Leben von Mitmenschen in unerlaubter Weise gefährdet.[16] Hingegen kann ohne weiteres eine bessere Erdbebenvorsorge vereinbart werden, als sie nach den Regeln der Technik gefordert ist.

Anerkannt sind technische Regeln dann, wenn sie von der Wissenschaft als theoretisch richtig anerkannt wurden, feststehen und sich nach einer klaren Mehrheitsmeinung der fachkompetenten Anwender in der Praxis bewährt haben. Die anerkannten Regeln der Technik ergeben sich aus theoretischen Berechnungen und praktischen Erfahrungen.[17]

Solche auf Erfahrungssätze abgestützte Regeln sind *abstrakt*: Sie haben Bedeutung über den einzelnen konkreten Sachverhalt hinaus und beanspruchen in gleich gelagerten Fällen *allgemeine Geltung* für die Zukunft. Dadurch erlangen sie einen solchen Abstraktionsgrad, dass sie *normativen* Charakter erhalten. Sie übernehmen damit gleichsam die Funktion von Normen, ohne Rechtssätze zu sein. "Insofern sind sie den Rechtssätzen verwandt".[18] Im zivilrechtlichen Berufungsverfahren stellt sie das Bundesgericht den Rechtssätzen in dem Sinne gleich, dass ihre Anwendung vom Bundesgericht frei überprüft wird.[19]

Die Regeln der Technik sind per se, nämlich aus sich selber heraus *rechtswirksam*, weil sie als *richtig vermutet* und deshalb zu befolgen sind, sowie weil nur die Fachleute des betreffenden technischen Gebietes kompetent sind, die betreffenden Regeln der Technik zu erarbeiten und mit repräsentativer, möglichst breiter Zustimmung als richtig anzuerkennen. Insoweit kann von einer (auch rechtlichen) *Autonomie* der Fachleute gesprochen werden, die für das betreffende technische Fachgebiet zuständig sind. Das Gegenstück der Autonomie ist die grosse *Verantwortung:*[20] Die Fachleute haben die Regeln der Technik ihres Fachgebietes nach bestem Wissen und Gewissen auszuarbeiten, anzuerkennen und bekanntzumachen, auch immer wieder auf ihre Richtigkeit hin zu überprüfen und allenfalls zu revidieren. Die Regeln der Bautechnik müssen sowohl *anerkannt* als auch *bekannt* sein.

Die Regeln der Technik begründen nur, aber immerhin, eine faktische *Vermutung* ihrer Richtigkeit, die im Einzelfall entkräftet werden kann. Zudem gilt das *Prinzip der Relativität*.[21] Die Regeln der Technik können nach den Umständen des Einzelfalles differieren. Beispielsweise sind die Regeln der Technik der Erdbebenvorsorge je nach dem Erdbebenrisiko des betreffenden Gebietes, der individuellen Beschaffenheit des Baugrundes und der Zweckbestimmung des Bauwerkes unterschiedlich. Deshalb sieht die SIA-Norm 160 *Einwirkungen auf Tragwerk*e (Ausgabe 1989) je nach Gefährdungszonen und nach Bauwerksklassen unterschiedliche konzeptionelle und konstruktive Massnahmen vor, die das Verhalten der Bauwerke sowie der Anlagen und Einrichtungen bei Erdbeben verbessern sollen. Je nach Gefährdung von Personen, nach Bedeutung des Bauwerkes für die Allgemeinheit, insbesondere nach einem Erdbeben, oder nach Gefährdung der Umwelt infolge der Beschädigung des Bauwerkes ergeben sich unterschiedliche Anforderungen in den Bauwerksklassen. Von den verlangten Massnahmen darf nur abgewichen werden, wenn dies durch rechnerische Untersuchungen begründet wird.[22]

Um Rechtswirksamkeit zu erlangen, müssen die Regeln der Technik nicht nur anerkannt, sondern auch *bekannt* sein. Sie können *schriftlich* niedergelegt und verbreitet werden. Dies ist jedoch keine Voraussetzung für ihre Rechtswirksamkeit. Es gibt auch ungeschriebene anerkannte Regeln der Baukunde, die unbestrittenem Erfahrungswissen entstammen.[23]

Zufolge der *Autonomie* und der *Kompetenz* der für das betreffende Gebiet der Technik zuständigen Fachleute sind die Regeln der Technik rechtswirksam, auch wenn sie von Privaten ausgearbeitet und vom Staat weder geschaffen noch individuell als verbindliche Rechtsvorschriften erklärt worden sind. *Technische Baunormen* sind technische Regelwerke, die von *privaten* Organisationen herausgegeben werden.[24] Solche Regelwerke können, müssen aber nicht (anerkannte) Regeln der Technik enthalten. Soweit sie unter repräsentativer Mitwirkung führender Fachleute ausgearbeitet wurden, spricht zwar eine tatsächliche (natürliche), jedoch entkräftbare Vermutung dafür, dass ihre technischen Normen, bezogen auf ihren Anwendungsbereich, anerkannte Regeln der Technik sind.[25]

Der SIA, ein privater Verein, ist innerhalb der 1919 gegründeten Schweizerischen Normen-Vereinigung (SNV) verantwortlich für die Baunormen im Bauwesen. Die SIA-Normen sind in die Klassifizierung der Schweizer Normen (SN) integriert.[26] Die SNV ist ihrerseits Mitglied des (ebenfalls privatrechtlich organisierten) Europäischen Komitees für die Normen (CEN) und der Internationalen Normenorgansation (ISO). Was die *Erdbebenvorsorge* anbelangt, gelten zurzeit als anerkannte Regeln der Baukunde die folgenden SIA-Publikationen:

- SIA-Norm 160 *Einwirkungen auf Tragwerke*, Ausgabe 1989[27]
- SIA-Richtlinie 462 *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke*, Ausgabe 1994[28].

Die vom SIA herausgegebenen technischen Baunormen zur Erdbebensicherheit können für spezielle Bauwerke verfeinert werden. Ein Beispiel: Behelf zur Ermittlung der Erdbebensicherheit von Bauten und Anlagen der chemischen Industrie, Umsetzung der Norm SIA 160, Beurteilungskriterien, Schutzbedarf, herausgegeben von ESCIS Expertenkommission für Sicherheit in der chemischen Industrie der Schweiz, Schriftenreihe Sicherheit, Heft 11, Basel 1994. Auch auf diese Weise können spezielle, insbesondere branchenspezifische Regeln der Bautechnik entstehen.

4. Die technischen Baunormen im Wandel

a) Die Entkräftung

Die Richtigkeitsvermutung technischer Baunormen kann u.a. dadurch entkräftet werden, dass sie *überholt* sind. Die Vermutung der Richtigkeit gilt grundsätzlich nur für den Zeitpunkt ihrer Veröffentlichung. Technische Normen können hinter der technischen Weiterentwicklung zurückbleiben und oft schon nach kürzerer Zeit überholt sein. Bei jeder technischen Regel, die ein Regelwerk enthält, ist also damit zu rechnen, dass sie keine anerkannte Regel darstellt, sei es, dass sie noch nie, auch nicht im Zeitpunkt ihrer Veröffentlichung, anerkannt war oder dass sie derzeit nicht mehr anerkannt ist.[29] Technische Baunormen können "formell ausser Kraft gesetzt werden". Beispielsweise erklärte der SIA, dass die SIA-Norm 160 *Einwirkungen auf Tragwerke* am 1. Juli 1989 in Kraft trete und verschiedene frühere Regelwerke des SIA ersetze.[30] Neue technische Baunormen können jedoch auch ohne bzw. vor einer "feierlichen Proklamation" als allgemein anerkannt gelten, z.B. ab dem Zeitpunkt einer bestimmten Fachtagung oder einer Publikation.[31] Den Fachleuten ist zuzumuten, sich weiterzubilden und die Entwicklungen auf ihrem Fachgebiet aufmerksam zu verfolgen.

b) Revisionsphase

Die Regeln der Erdbebenvorsorge in der SIA-Norm 160 befinden sich zurzeit in einer Revisionsphase. Sie sollen Ende 2001 durch die Swisscodes ersetzt werden. 1997 publizierte der SIA die SIA-Norm V160.811 mit dem Untertitel: Eurocode 8: *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*, Teil 1 - 1.1: Grundlagen - Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke. Die in diesem Dokument enthaltenen, strengeren Normen sollen erprobt, d.h. vorläufig angewandt werden, z.B. in Pilotprojekten.[32] Dazu ist folgendes anzumerken:

1. Die tatsächliche Vermutung der Richtigkeit von technischen Normen entfällt von vornherein, wenn das in Frage stehende Regelwerk ausdrücklich oder implizite darauf hinweist, dass seine Regeln noch nicht anerkannt sind, weil sie z.B. erst noch der praktischen Bewährung bedürfen oder dazu dienen, Erfahrungen zu sammeln.[33]

2. Publikationen, Fachtagungen usw. in einer Revisionsphase verschärfen jedoch die Sorgfaltspflicht der Fachleute, insbesondere des Tragwerkplaners.[34]

C. Erdbebenvorsorge im öffentlichen Recht

I. Prävention

Im Bereich der Erdbebenvorsorge ist die Prävention die *Hauptaufgab*e des öffentlichen Rechtes. Zur Erfüllung dieser Aufgabe kommen Bund, Kantone und Gemeinden in Frage, soweit die Zuständigkeit der Kantone nicht durch Bundesrecht und die Zuständigkeit der Gemeinden nicht durch eidgenössisches und kantonales Recht eingeschränkt ist. Zu unterscheiden ist zwischen *generellen* Erlassen (Gesetze, Verordnungen usw.) und *individuellen* Verfügungen (z.B. in Baubewilligungen).

1. Generelle Erlasse

Nebst staatlichen Lenkungsmassnahmen (z.B. in der Raumplanung für besonders erdbebengefährdete Gebiete[35]) steht die Auferlegung öffentlicher Verhaltenspflichten im Vordergrund, die sich an einen mehr oder weniger grossen Kreis von Normadressaten wenden. Zu diesen Verhaltenspflichten gehören die *technischen Bauvorschriften*.

a) Technische Bauvorschriften: Begriff und Arten

Von den technischen Baunormen[36] sind die technischen Bauvorschriften zu unterscheiden, deren Einhaltung vom *öffentlichen* Recht, insbesondere vom Baupolizeirecht als Teil des Verwaltungsrechtes, zwingend vorgeschrieben wird.[37]

Dem staatlichen Gesetzgeber stehen die folgenden Varianten von technischen Bauvorschriften zur Erdbebenvorsorge zur Verfügung:[38]

- Der Gesetzgeber *erlässt* selber technische Vorschriften.
- Der Gesetzgeber *übernimmt* die von einer privaten Organisation erarbeiteten technischen Baunormen als *eigene* technische Bauvorschriften; durch sog. Inkorperation *wiederholt* er sie in ihrem Wortlaut und erklärt sie zu (staatlichen) Bauvorschriften.
- Der Gesetzgeber *verweist* ausdrücklich auf bestimmte technische Baunormen, die von einer privaten Organisation geschaffen worden sind, und schreibt vor, dass diese beachtet werden müssen. Verwiesen werden kann entweder auf die jeweilige neueste Fassung der betreffenden technischen Baunormen (flexible Verweisung) oder auf eine bestimmte Fassung von technischen Baunormen (starre Verweisung). Die flexible Verweisung ist vorzuziehen, da eine starre Verweisung das Risiko schafft, dass die technischen Vorschriften zwar noch in Kraft sind, aber nicht mehr mit den neuen Regeln der Technik (technische Baunormen) übereinstimmen. Bei-

spielsweise schreibt Art. 32 Abs. 1 LSV für den Schallschutz einzelner Bauteile die Einhaltung der Mindestanforderungen der SIA-Norm 181 vor, für den Schallschutz gegen den Lärm ziviler Flugplätze mit Verkehr von Grossflugzeugen die Einhaltung der erhöhten Anforderungen der SIA-Norm 181.[39]

- Die Rechtsnorm enthält als *Generalklausel* keine ausdrückliche Verweisung auf bestimmte technische Baunormen. Die Verknüpfung der Generalklausel mit einer einzelnen technischen Baunorm (Regel der Bautechnik) erfolgt durch die Auslegung dieser Klausel in der Rechtsanwendung. Die sog. *Generalklauselmethode* ist die traditionelle Normtechnik im Bauwesen.

b) Technische Bauvorschriften des Bundes

Zur Zeit fehlt dem Bund die verfassungsmässige Kompetenz zur umfassenden gesetzlichen Erdbebenvorsorge. Am 22. Juni 1995 reichte der damalige Nationalrat Paul Schmidhalter, dipl.Bauing. ETH/SIA, Brig, die Motion 95.3314 "Gesetzgebung betreffend Erdbebensicherheit" mit folgendem Text ein: "Der Bundesrat wird eingeladen, dem Parlament eine Gesetzgebung betreffend Erdbebensicherheit zu unterbreiten." Nach dem Ausscheiden des Motionärs aus dem Nationalrat wurde die Motion am 21. Dezember 1995 ohne Behandlung im Nationalrat abgeschrieben.[40] Die neue Bundesverfassung vom 18. April 1999 (BV), welche am 1. Januar 2000 in Kraft getreten ist, verleiht dem Bund zwar zahlreiche Zuständigkeiten, u.a. sogar für Fuss- und Wanderwege (Art. 88 BV), begründet jedoch keine Kompetenz des Bundes für die umfassende Gesetzgebung zur Erdbebenvorsorge. Fraglich ist, ob eine solche bundesrechtliche Zuständigkeit aus dem Umweltschutz-Artikel (Art. 74 BV) abgeleitet werden könnte. Hingegen kann der Bund *teilweise* technische Bauvorschriften zur Erdbebenvorsorge erlassen, nämlich die folgenden:

aa) Spezielle Bauwerke

Aufgrund von Zuständigkeitsnormen der Bundesverfassung ist der Bund berechtigt, Vorschriften zur Erdbebensicherung von speziellen Bauwerken zu erlassen, soweit diese einer Genehmigung des Bundes bedürfen oder der Bundesaufsicht unterstellt sind. Dazu gehören insbesondere:

- Hochschulbauten (Art. 63 Abs. 2 BV)
- Stauanlagen (Art. 76 Abs. 3 BV: "die Sicherheit der Stauanlagen")
- Öffentliche Werke im Interesse des ganzen oder eines grossen Teils des Landes (Art. 81 BV)
- Nationalstrassen (Art. 83 BV)
- Anlagen für den Eisenbahnverkehr, zivile Flughafenbauten usw. (Art. 87 BV)
- Bauten auf dem Gebiet der Kernenergie (Art. 90 BV)
- Anlagen für den Transport und die Lieferung elektrischer Energie sowie Rohrleitungsanlagen (Art. 91 Abs. 1 und Abs. 2 BV)
- Bauten für Post- und Fernmeldedienste (Art. 92 Abs. 2 BV)

Die *Baunormen-Verordnung* (Verordnung über die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der der Aufsicht des Bundes unterstellten Bauten vom 21. August 1962; SR 720.1) gilt für Bauten, zu deren Ausführung es nach der Bundegesetzgebung der Genehmigung einer Behörde des Bundes (Aufsichtsbehörde) bedarf (Art. 1). "Die Bauten sind nach anerkannten Regeln der Technik von Fachkundigen zu projektieren, zu berechnen, auszuführen, zu überwachen und zu unterhalten" (Art. 2). Grundsätzlich gelten "als anerkannte Regeln der Technik die von massgebenden Fachvereinigungen und Organisationen herausgegebenen technischen Normen." Dazu gehören zurzeit die SIA-Normen zur Erdbebenvorsorge.

Der Entwurf eines Bundesgesetzes über die *Stauanlagen* (Stauanlagengesetz, StAG) vom September 1999 sieht in Art. 6 Abs. 1 vor, dass die Stauanlagen nach dem Stand von Wissenschaft und Technik so zu bemessen und zu bauen sind, dass ihre Standsicherheit bei allen voraussehbaren Betriebs- und Lastfällen gewährleistet ist. Gemäss Art. 11 darf eine Stauanlage nur betrieben werden, wenn eine Gefährdung der öffentlichen Sicherheit ausgeschlossen werden kann (Abs. 1 lit. a) und der Betrieb derart organisiert ist, dass die Sicherheit jederzeit gewährleistet ist (Abs. 2). Laut Art. 12 Abs. 1 muss die Stauanlage ordnungsgemäss unterhalten werden; Sicherheitsmängel sind unverzüglich zu beheben, und die Aufsichtsbehörde ist darüber zu unterrichten. Der Entwurf wendet somit die *Generalklauselmethode* an. Zu den vorhersehbaren Last- und Gebrauchsfällen, denen Stauanlagen sicher standhalten müssen, gehören auch die Einwirkungen aus Erdbeben. "Obwohl die Erdbebenaktivität in der Schweiz im Vergleich zu anderen europäischen Ländern (wie Italien, Griechenland oder Jugoslawien) gering ist, muss die Erdbebensicherheit der Anlagen ebenfalls gewährleistet sein".[41]

bb) Technische Bauvorschriften für Störfälle

Die Verordnung über den Schutz vor Störfällen (Störfallverordnung, StFV; SR 814.012) soll die Bevölkerung und die Umwelt vor schweren Schädigungen infolge von Störfällen schützen (Art. 1 Abs. 1). Der Inhaber eines Betriebs oder eines Verkehrswegs muss alle zur Verminderung des Risi-

kos geeigneten Massnahmen treffen, die nach dem Stand der Sicherheitstechnik verfügbar, aufgrund seiner Erfahrungen ergänzt und wirtschaftlich tragbar sind. Dazu gehören Massnahmen, mit denen das Gefahrenpotential herabgesetzt, Störfälle verhindert und deren Einwirkungen begrenzt werden. Bei der Wahl der Massnahmen müssen auch umgebungsbedingte Ursachen für Störfälle berücksichtigt werden (Art. 3 Abs. 1 und Abs. 2). Zu diesen Ursachen gehören auch Erdbeben. Die StFV sollte deshalb im Sinne des umweltrechtlichen Vorsorgeprinzips mit Bestimmungen ergänzt werden, welche das hohe Risiko von (z.B. chemischen) Störfällen infolge von Erdbeben herabsetzen.

cc) Bundesbauten

Der Bund ist selbstverständlich zuständig zum Erlass von technischen Bauvorschriften zur Erdbebenvorsorge für seine eigenen Bauten (Bundesbauten). Das Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) gab kürzlich bekannt, dass es nur noch erdbebensichere öffentliche Bauwerke genehmigen oder subventionieren wolle. Mit der Vorsorge auf der Stufe Bund wolle man auch den Kantonen mit gutem Beispiel vorangehen. Aus den entsprechenden Meldungen in der Tagespresse konnte geschlossen werden, dass für Bundesbauten die einschlägigen technischen Normen des SIA einzuhalten sind.[42]

c) Technische Bauvorschriften der Kantone

Die Kantone sind grundsätzlich für den Erlass von technischen Bauvorschriften zuständig, soweit der Bund nicht ausnahmsweise und deshalb nur beschränkt dazu kompetent ist (Art. 3 BV). Die Kantone bestimmen, welche Aufgaben sie im Rahmen ihrer Zuständigkeiten erfüllen (Art. 43 BV).

Das kantonale Baupolizeirecht umfasst regelmässig auch technische Vorschriften, welche die konstruktive Stabilität der Bauwerke gewährleisten sollen. Damit wird generell die Beachtung der anerkannten Regeln der Bautechnik vorgeschrieben.

Nur zwei Kantone, nämlich die Kantone Basel-Stadt und Waadt, schreiben ausdrücklich vor, es seien die bautechnischen Normen des SIA einzuhalten. Die übrigen Kantone verwenden die *Generalklauselmethode*. Sie beschränken sich darauf vorzuschreiben, dass Bauwerke nach Fundation, Konstruktion und Material den anerkannten Regeln der Baukunde zu entsprechen haben. Damit wird *indirekt* auch auf die einschlägigen Normen des SIA verwiesen.[43]

Ein *Beispiel*: Gemäss § 239 Abs. 1 ZH-PBG müssen Bauten und Anlagen nach Fundation, Konstruktion und Material den anerkannten Regeln der Baukunde entsprechen. Sie dürfen weder bei ihrer Erstellung noch durch ihren Bestand Personen oder Sachen gefährden. Für Bauten und Anlagen, die für Benutzer und Nachbarschaft erhöhte Gefahren in sich bergen, sind durch Verordnung oder, solange eine solche darüber nicht bestimmt, im Einzelfall strengere Bauvorschriften aufzustellen (§ 219 ZH-PBG).[44] Für Gebäude mit mehr als sechs anrechenbaren Geschossen kann der Regierungsrat hinsichtlich der Sicherheit der Bewohner und über die Ausrüstung strengere Bestimmungen erlassen (§ 298 ZH-PBG).

d) Technische Bauvorschriften der Gemeinden

Soweit die Gemeinden nicht durch das übergeordnete kantonale Recht eingeschränkt sind, können sie selber materielle Bauvorschriften und damit auch technische Bauvorschriften aufstellen. Häufig beschränken sich kommunale Bauordnungen auf die (wörtliche oder sinngemässe) Wiederholung der einschlägigen Sicherheitsbestimmungen des kantonalen Baurechtes.

2. Individuelle Verfügungen

In Baubewilligungen (für Neu- und Umbauten usw.) können den Bauherren individuelle Vorschriften (Auflagen) betreffend die Erdbebenvorsorge gemacht werden, sofern und soweit sie auf eine gesetzliche Grundlage gestützt werden können. Dies kann unabhängig davon geschehen, ob das eingereichte Bauprojekt den Nachweis der Erdbebensicherheit erbringt oder nicht. Es ist zu vermuten, dass in den meisten Baubewilligungsverfahren der Erdbebenvorsorge keine Beachtung geschenkt wird.[45] Die Erdbebenvorsorge könnte nachhaltig verbessert werden, wenn die Baubewilligungsbehörden regelmässig (aufgrund einer entsprechenden baupolizeilichen Vorschrift oder im Rahmen einer ständigen Praxis) verpflichtet wären, den Nachweis der Einhaltung der technischen Baunormen des SIA betreffend Erdbebenvorsorge zu verlangen, auch wenn der Baubewilligungsbehörde selbstverständlich nicht zugemutet werden darf und kann, die Richtigkeit der Berechnungen des Tragwerkplaners selber zu überprüfen. Auch bezüglich anderer Aspekte eines Bauprojektes wie Wärmeschutz, Brandschutz, Lärmschutz, Energiehaushalt usw. werden bereits seit geraumer Zeit analoge Nachweise verlangt. Durch die Vorschrift, die Erdbebenvorsorge im Baubewilligungsverfahren nachzuweisen, würde mancher Bauherr erstmals darauf aufmerksam gemacht, dass die Erdbebenvorsorge notwendig ist, und er würde gegenüber seinen Beauftragten (Tragwerkplaner, Architekt als Gesamtplaner) hellhörig, wenn er von diesen nicht bereits aufgeklärt worden ist.

Nach Massgabe der einschlägigen kantonalen und kommunalen Bestimmungen ist es *Nachbarn* möglich, durch Einsprache bzw. Beschwerde im

Baubewilligungsverfahren eine genügende Erdbebensicherung von benachbarten Bauwerken zu verlangen, sofern die Nachbarn durch eine ungenügende Erdbebensicherheit des projektierten Bauwerkes mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit in Gefahr kommen könnten. Eine bloss theoretische Befürchtung genügt allerdings nicht. Aufgrund plausibler oder (z.B. durch ein Privatgutachten) erhärterter Bedenken muss ein aktuelles Rechtsschutzinteresse an einer Behebung des Gefahrenpotentials bestehen. Auf diesem Wege können auch Private (Nachbarn) zur Prävention beitragen.

II. Haftung

Wer die *generellen* oder *individuellen* öffentlichrechtlichen Bauvorschriften betreffend Erdbebenvorsorge nicht erfüllt, haftet nach den einschlägigen Bestimmungen des *Verwaltungsrechtes*. Er kann mit verwaltungsrechtlichen Sanktionen und Strafen des allgemeinen Strafrechtes belegt werden. Vor allem ist die zuständige Behörde berechtigt und verpflichtet, den rechtmässigen Zustand herbeizuführen. Der Bauherr kann verpflichtet werden, innert angemessener Frist die Vorschriften betreffend Erdbebensicherheit nachträglich zu erfüllen. Unterlässt er dies, kann die zuständige Behörde die erforderlichen Bauarbeiten durch Unternehmer auf Kosten des fehlbaren Bauherrn zwangsweise ausführen lassen (sog. Ersatzvornahme). Wird die Verletzung der technischen Bauvorschriften bereits während der Bauarbeiten entdeckt, kann deren Einstellung verfügt werden.

Bei drohender Gefährdung der öffentlichen Sicherheit kann die zuständige Verwaltungsbehörde dringliche Sicherheitsmassnahmen beschliessen und mit sog. unmittelbarem Zwang gestützt auf die polizeiliche Generalklausel auch selber durchsetzen, um später den Ersatz der Kosten von den haftbaren Grundeigentümern zu fordern.[46]

D. Strafrecht

Das Strafrecht[47] wirkt unmittelbar nur *repressiv*, mittelbar jedoch auch *präventiv*. Wer um die Strafandrohung weiss, bemüht sich eher, die Regeln der Bautechnik im Bereich der Erdbebenvorsorge nicht zu verletzen, um nicht bestraft zu werden.

I. Verletzung der Regeln der Baukunde

Im Vordergrund steht Art. 229 Ziff. 1 und Ziff. 2 StGB: Die vorsätzliche oder fahrlässige Gefährdung von Leib und Leben[48] von Mitmenschen durch Ausserachtlassung der *anerkannten Regeln der Baukunde* bei der Leitung oder Ausführung eines Bauwerkes oder eines Abbruches ist strafbar.[49] Die blosse Gefährdung genügt für die Bestrafung. Eine Tötung oder Körperverletzung ist nicht erfordert. Die Gefährdung bzw. Verletzung von Sachen und deshalb auch des blossen Vermögens ist jedoch nicht strafbar.

II. Weitere Strafnormen

Neben Straftatbeständen in Spezialgesetzen fallen zahlreiche Straftatbestände des (allgemeinen) Strafgesetzbuches (StGB) in Betracht, insbesondere die folgenden, wobei unechte Gesetzeskonkurrenz und Idealkonkurrenz (vgl. Art. 68 Ziff. 1 StGB) bestehen können: Tötung (Art. 117 StGB), Körperverletzung (Art. 125 StGB), Verursachung einer Feuersbrunst (Art. 222 StGB), Verursachung einer Explosion (Art. 223 StGB), Gefährdung durch Sprengstoffe oder giftige Gase (Art. 225 StGB), Verursachung einer Überschwemmung oder des Einsturzes eines Bauwerkes (Art. 227 StGB), Beschädigung von elektrischen Anlagen, Wasserbauten und Schutzvorrichtungen (Art. 228 StGB), Beseitigung oder Nichtanbringung von Sicherheitsvorrichtungen (Art. 230 StGB), Verunreinigung von Trinkwasser (Art. 234 StGB), Störung des öffentlichen Verkehrs (Art. 237 StGB), Störung des Eisenbahnverkehrs (Art. 238 StGB), Störung von Betrieben, welche der Allgemeinheit dienen, wie Eisenbahn-, Post-, Telegrafen- oder Telefonbetriebe (Art. 239 StGB). Alle diese Delikte sind auch bei bloss *fahrlässiger* Begehung strafbar. Sie können auch nach einem Erdbeben begangen werden, ohne dass sich der Täter vor dem Erdbeben der Verletzung der Regeln der Baukunde schuldig gemacht hat. Die entsprechenden Strafbestimmungen können als *Schutznormen* ausgelegt werden, die zum Ersatz von reinem Vermögensschaden bzw. von Reflexschaden zu berechtigen vermögen. Dem Richter steht hier ein grosser Spielraum des Ermessens offen.[50]

E. Privatrecht

I. Prävention im Privatrecht

1. Prävention im Vertragsrecht

Das Vertragsrecht trägt *unmittelbar* zur Erdbebenvorsorge bei, indem die verantwortlichen Fachleute bei der Erfüllung ihrer Verträge verpflichtet sind, die Regeln der Bautechnik einzuhalten. Zu diesen gehören auch die Regeln der Bautechnik, welche der Erdbebenvorsorge dienen. *Mittelbar* präventiv

wirkt das Vertragsrecht, weil im Wissen um die Haftungsfolgen von Vertragsverletzungen solche zum vornherein vermieden werden.

a) Gesetzliche Pflichten

Art. 364 Abs. 1 OR verpflichtet die Unternehmer, teilweise auch Architekt und Ingenieur im Werkvertrag, und Art. 398 Abs. 1 und Abs. 2 OR verpflichtet die Beauftragten zur *sorgfältigen* Vertragserfüllung. Diese Sorgfaltspflichten umfassen im Bauwesen die Pflicht, die anerkannten Regeln der Bautechnik einzuhalten.[51]

Haben die Vertragspartner - wie üblich - die Sorgfaltsanforderungen nicht autonom in allen Einzelheiten bestimmt, beurteilen sich diese nach *objektiven Kriterien*. Massgebend ist diesfalls ein abstrakter Sorgfaltsmassstab, gemessen an einem berufsspezifischen Durchschnittsverhalten. Unter der geschuldeten Sorgfalt ist dabei jene *sachkundige Umsicht* zu verstehen, welche durch eine *berufsspezifische* Ausbildung erworben und durch praktische Erfahrung ausgebaut sowie durch eine am jeweiligen Stand der einschlägigen Erkenntnis und des fachlichen Wissens orientierte Fortbildung geschärft worden ist. Gefordert ist stets ein gruppenspezifisches Verhalten, wobei eine relativ eng gezogene Gruppenbildung erlaubt, auch innerhalb eines Berufsstandes nach einer "Spezialitätenliste" zu differenzieren, also den Allgemeinpraktiker an einem anderen Massstab zu messen als den Spezialisten. Daraus erklärt sich die *treppenartige Betrachtungsweise* des Bundesgerichtes, das auf einer ersten Stufe von der nach objektiven Kriterien zu bestimmenden Sorgfalt eines gewissenhaften Beauftragten ausgeht, alsdann auf einer zweiten Stufe die berufstypischen Verhaltensregeln und Usanzen heranzieht und schliesslich auf einer dritten Stufe die Beurteilung an den besonderen Grundlagen des Einzelfalles sowie der Art des Auftrages verfeinert.[52]

b) Regelwerk des SIA

Zahlreiche rechtliche und technische Normen des Regelwerkes des SIA verpflichten, sofern und soweit sie in einen Einzelvertrag übernommen worden sind, die Baubeteiligten ausdrücklich oder sinngemäss (in Generalklauseln) auch zur Einhaltung der Regeln der Bautechnik, welche die Erdbebenvorsorge gewährleisten wollen. Insbesondere ist auf die folgenden Normen hinzuweisen.

- "Der Architekt / Ingenieur wahrt die Interessen des Auftraggebers nach bestem Wissen und Können und unter Beachtung des allgemein anerkannten Wissensstandes seines Fachgebietes .... Bei verschuldeter, fehlerhafter Auftragserfüllung hat der Architekt / Ingenieur dem Auftraggeber entstandenen, direkten Schaden zu ersetzen. Dies gilt insbesondere bei Verletzung seiner Sorgfalts- und Treuepflicht, bei Nichtbeachtung oder Verletzung anerkannter Regeln seines Fachgebietes ...." (Art. 1.4.1 und Art. 1.6 SIA-Ordnungen 102/103/108, Ausgaben 1984).
- Die SIA-Richtlinie 465 *Sicherheiten von Bauten und Anlagen* (Ausgabe 1998) verfolgt das Ziel, eine umfassende und systematische Sicherheitsbetrachtung unter Berücksichtigung der Verhältnismässigkeit zu fördern und das Vorgehen zur Erfüllung der rechtlichen Anforderungen sowie die Verantwortlichkeiten für die Planung und für die Umsetzung der Massnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit darzustellen.
- Die SIA-Norm 160 *Einwirkungen auf Tragwerke* (Ausgabe 1989) verlangt u.a. in Art. 2.23.1 - 2.23.4 einen *Sicherheits- und Nutzungsplan*.[53] Dieser hat auch die Gefährdung durch Überlastung des Tragwerkes oder Beeinträchtigung des Tragwiderstandes durch Erdbeben zu berücksichtigen (Art. 2.21.2/6). Die gegenwärtig anerkannten Regeln der Bautechnik zur Erdbebenvorsorge sind in Art. 4.19.1 - 4.19.74 enthalten (vgl. auch Art. 1.15 und Art. 2.21). Im Anhang dieser Norm findet sich die Karte 3 *Gefährdungszonen Erdbeben*.
- Die SIA-Richtlinie 462 *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke* (Ausgabe 1994) fordert insbesondere in Art. 4.3 auch die Überprüfung der Erdbebensicherung bestehender Bauwerke.[54]
- Auch Ziff. 313 SIA V112/1 *Leistungsmodell 95* (Ausgabe 1996) sieht das Erstellen des Nutzungs- und Sicherheitsplans vor (vgl. auch Ziff. 321, wo das Ergänzen des Nutzungs- und Sicherheitsplans erwähnt wird).
- Gemäss Art. 4.1.1 SIA-Ordnung 102 *Ordnung für Leistungen und Honorare der Architekten* (Ausgabe 1984) hat der Architekt aufgrund der "Kennwerte des Grundstücks" die Umweltfaktoren zu berücksichtigen und den Einsatz von Spezialisten und Beratern für Tragkonstruktionen, Geotechnik usw. vorzuschlagen.
- Gemäss Art. 4.1.1 SIA-Ordnung 103 *Ordnung für Leistungen und Honorare der Bauingenieure* (Ausgabe 1984) hat der Ingenieur als *Gesamtleiter* den generellen Anforderungskatalog zu erarbeiten; er hat die technischen Möglichkeiten abzuklären; er hat u.a. auch die geologischen und geotechnischen Grundlagen zu beschaffen. Gemäss Art. 4.2.1 SIA-Ordnung 103 hat der Bauingenieur als *Spezialist* bei der Erarbeitung des Anforderungskatalogs und beim Formulieren der zu lösenden Aufgaben mitzuwirken; er hat die technischen Möglichkeiten abzuklären und Grundlagen zu beschaffen. Nach Art. 4.2.2 SIA-

Ordnung 103 hat er beim Ausarbeiten des Nutzungs- und Sicherheitsplanes mitzuwirken und das konstruktive Konzept zu erarbeiten.

- Art. 5 SIA-Norm 118 *Allgemeine Bedingungen für Bauarbeiten* (Ausgabe 1977/91) setzt ein hinreichend klares Projekt voraus (Abs. 1). Vor der Ausschreibung ermittelt der Bauherr die örtlichen Gegebenheiten (Abs. 2). Zu den örtlichen Gegebenheiten gehören auch - unter dem Aspekt der Erdbebenvorsorge - die regionale Erdbebengefährdung sowie die individuelle geologische und geotechnische Beschaffenheit des konkreten Baugrundstückes.[55]

c) Die Hauptverantwortung des Tragwerkplaners

In der Regel obliegt die Einhaltung der Regeln der Bautechnik zur Erdbebenvorsorge dem Tragwerkplaner, der meistens ein Bauingenieur ist. Seine Hauptgabe besteht darin, das Tragwerk derart zu konstruieren, dass es eine genügende Erdbebenvorsorge nach den Regeln der Bautechnik gewährleistet.

Die sorgfältige Abklärung der "örtlichen Gegebenheiten" erfordert häufig die Vorarbeit eines *Geologen*. Dessen Baugrundgutachten wendet sich an den Tragwerkplaner und verschafft die Informationen, die der Tragwerkplaner konstruktiv verarbeiten muss.[56] Der Informationstransfer vom Geologen zum Tragwerkplaner kann unter *Verständigungsproblemen* leiden. Nicht allzu selten bestehen Kommunikationsschwierigkeiten zwischen dem Bauingenieur als Projektverfasser einerseits und dem Geologen bzw. Geotechniker andererseits.[57] Der Tragwerkplaner muss zum Dialog mit dem Geologen fähig und bereit sein. Mangelnde Verständigung mit dem Geologen (unter Umständen aus finanziellen Gründen!) kann (auch) die Haftung des Tragwerkplaners begründen. Der Tragwerkplaner ist für unmissverständliche Pläne und Baubeschriebe verantwortlich, welche die Einhaltung der Regeln der Bautechnik betreffend Erdbebenvorsorge in der Bauausführung sichern.

d) Weitere Verantwortliche

Aufgrund der Arbeitsteilung im Baugewerbe sind weitere Personen für die Beobachtung der Regeln der Bautechnik verantwortlich:

Der bereits genannte *Geologe* ist für die sorgfältige Erkundung des Baugrundes auch in bezug auf seine Erdbebenempfindlichkeit verantwortlich.

Der *Gesamtleite*r eines Bauvorhabens, der ein Architekt sein kann (vgl. Art. 2.3 und Art. 3.2 SIA-Ordnung 102), muss zwar nicht über die speziellen Kenntnisse betreffend die Beurteilung des Erdbebenrisikos und die konstruktiven Baumethoden verfügen, die zur Erdbebenvorsorge geeignet sind. Der Gesamtleiter muss jedoch die Probleme eines Bauvorhabens in ihrem *Gesamtzusammenhang* erfassen (Art. 2.3.2 SIA-Ordnung 102). Je nach den konkreten Umständen des Einzelfalles muss er dafür besorgt sein, dass sich ein kompetenter Tragwerkplaner mit der Erdbebenvorsorge befasst, und er muss sich vergewissern, dass dieser seine Aufgabe erfüllt. Ignoriert der Tragwerkplaner diese Aufgabe, wie dies nicht allzu selten der Fall zu sein scheint,[58] muss der Gesamtleiter einschreiten. Insoweit kann sich die Frage nach der Verantwortung des Gesamtleiters eines Umbaus bzw. der Sanierung eines bestehenden Gebäudes stellen, ebenso, wenn ein Architekt im Auftrage des Gebäudeeigentümers eine umfassende Überprüfung des Bauwerkes durchzuführen hat.

Die *Unternehmer* sind verpflichtet, auch die Weisungen des Bauherrn zur Erdbebenvorsorge, die in Plänen, Leistungsverzeichnissen, Baubeschreibungen usw. enthalten sein können, zu befolgen. Die *Bauleitung* hat dies im Auftrage und im Interesse des Bauherrn zu überwachen.

Alle Verantwortlichen werden *haftbar*, wenn sie ihre (durch Arbeitsteilung) zugeteilten, vertraglichen Pflichten nicht erfüllen.

e) Regeln der Technik im Wandel

Auch Regeln der Bautechnik sind dem Wandel unterworfen. In einer *Revisionsphase*, wie sie zurzeit andauert,[59] bestehen besondere Sorgfaltspflichten der verantwortlichen Fachleute des Bauherrn, insbesondere des Tragwerkplaners:

- Einerseits sind die veröffentlichten Beschreibungen von neuen konstruktiven Methoden der Erdbebenvorsorge, die als Vornormen, Entwürfe usw. bezeichnet und zur "probeweisen" Anwendung "freigegeben" werden, *noch nicht anerkannt* und können deshalb noch nicht als Regeln der Bautechnik gelten.[60] Der Tragwerkplaner ist grundsätzlich nicht verpflichtet, derart beschriebene neue konstruktive Methoden anzuwenden.
- In einer Revisionsphase muss sich jedoch der Tragwerkplaner intensiver als sonst über die technische Entwicklung auf dem laufenden halten. Er muss mit einer baldigen Änderung der Regeln der Bautechnik rechnen, sei es noch in der Projektierungsphase, sei es nach Beginn der Bauarbeiten.
- Der Tragwerkplaner muss den Bauherrn orientieren, dass vor Baubeginn, während der Bauausführung oder nach Bauvollendung die Regeln der Technik betreffend Erdbebenvorsorge ändern können. Damit verbunden ist auch die Aufklärung des Bauherrn über allfällige Mehrkosten (inkl. allfälliges zusätzliches Honorar des Tragwerkplaners). Die Orientierung bezweckt, dass der Bauherr in voller Kenntnis der Sachlage entscheiden kann, z.B. beschliessen kann, die in

Aussicht stehenden strengeren Regeln der Bautechnik bereits anzuwenden, um spätere, kostspielige Anpassungen zu vermeiden.

- Überholte Regeln der Bautechnik dürfen nicht mehr angewendet werden.[61] Schon vor der offiziellen Publikation neuer bautechnischer Normen können diese als allgemein anerkannt gelten und sind zu beachten (z.B. aufgrund von wissenschaftlichen Artikeln in der Fachliteratur oder aufgrund einer Fachtagung).

f) Präventive Schadenabwehr des Bauherrn

Die werkvertragliche Spezialvorschrift des Art. 366 Abs. 2 OR[62] und die im allgemeinen Teil des Obligationenrechtes enthaltene Bestimmung des Art. 98 Abs. 1 OR verschaffen dem Bauherrn das Recht auf *Ersatzvornahme*, so etwa wenn der Bauherr feststellen muss, dass der Tragwerkplaner die Regeln der Bautechnik zur Erdbebenvorsorge missachtet, was offenbar nicht allzu selten geschehen soll.[63] Die Ersatzvornahme gestützt auf Art. 98 Abs. 1 OR bedarf der richterlichen Ermächtigung, diejenige gestützt auf Art. 366 Abs. 2 OR hingegen nicht.

2. Ausservertragliche Prävention

Vorweg ist jedem Grundeigentümer, der mit einem (Erdbeben-) Schaden bedroht wird, dringend zu empfehlen, nicht selber Sicherungsmassnahmen durchzuführen, sondern den Eigentümer des Grundstückes, das Quelle der Gefährdung ist, zu veranlassen - notfalls mit Hilfe des Richters -, die erforderlichen Sicherungsmassnahmen zu ergreifen. Denn nach der Rechtsprechung des Bundesgerichtes, welche der traditionellen Widerrechtlichkeitstheorie verhaftet bleibt,[64] bildet Art. 41 OR keine genügende Grundlage, um die Kosten einer präventiven Schadenabwehr des bedrohten Eigentümers auf einen Dritten abzuwälzen. Ohne (eingetretene) Verletzung eines absolut geschützten Rechtsgutes verursachen eigene Sicherungsmassnahmen des bedrohten Grundeigentümers nur einen *reinen Vermögensschaden*, der mangels Verletzung einer Schutznorm nicht (ausservertraglich) ersatzpflichtig ist. Art. 229 StGB gibt dafür keine Schutznorm ab.[65]

a) Präventive Schadenabwehr gemäss Art. 59 Abs. 1 OR

"Wer von dem Gebäude oder Werke eines anderen mit Schaden bedroht ist, kann vom Eigentümer verlangen, dass er die erforderlichen Massregeln zur Abwendung der Gefahr treffe" (Art. 59 Abs. 1 OR). Diese Gesetzesbestimmung hängt mit Art. 58 OR zusammen.[66] Sie sieht eine zusätzliche Klage vor, die sichernde Massregeln zum Gegenstand hat, um Personen und Sachen zu schützen. Sie ist anwendbar, obwohl noch kein Schaden eingetreten ist, und unabhängig von einem Verschulden des Werkeigentümers.

Da Art. 59 OR den Art. 58 OR ergänzt, kann Art. 59 OR nicht ein Recht begründen, vom Werkeigentümer zu verlangen, dass er alle irgendwelchen Vorsichtsmassnahmen ergreife, die durch bloss theoretische Gefahren gemacht werden können. Art. 59 OR gibt nur Anspruch auf *dringliche* Massnahmen, die notwendig sind, um einen Schaden abzuwenden, der unmittelbar von einem Gebäude oder einem Werk droht.[67]

In Art. 59 Abs. 2 OR bleiben die Anordnungen der Polizei zum Schutze von Personen und Eigentum ausdrücklich vorbehalten. Der verwaltungsrechtliche Weg dürfte in der Regel rascher und billiger sein als der Zivilweg gemäss Art. 59 Abs. 1 OR.

b) Präventive Schadenabwehr des Nachbarn

Gemäss Art. 679 ZGB kann ein bedrohter Nachbar auf Schutz gegen drohenden Schaden klagen, wenn ein Grundeigentümer die Bedrohung durch Überschreitung seines Eigentumsrechtes verursacht.[68]

II. Die Haftung

1. Die Haftung der Ersteller des Bauwerkes

a) Die Vertragshaftung der Ersteller

aa) Die Widerrechtlichkeit

Ein Arbeitsergebnis (auftragsrechtliche Dienstleistung oder im Werkvertrag hergestelltes Werk) ist fehlerhaft, wenn es die Regeln der Bautechnik verletzt. Dies trifft insbesondere zu, wenn das Arbeitsergebnis öffentlichrechtlichen Bestimmungen widerspricht,[69] zu denen auch die technischen Bauvorschriften gehören. Damit ein Werk für den üblichen oder besonderen Zweck gebraucht werden darf, hat es nach seiner Beschaffenheit vielfach bestimmten Vorschriften des öffentlichen Rechts oder behördlichen Auflagen am Orte seiner Verwendung zu entsprechen.[70]

bb) Umfang der Haftung

Die beauftragten Fachleute haften gegenüber ihrem Vertragspartner (meistens dem Bauherrn) für sämtlichen Schaden, den sie oder ihre Hilfspersonen (Hilfspersonenhaftung gemäss Art. 101 OR) dadurch verursachen, dass sie ihre Pflichten nicht erfüllen. Die Haftung erstreckt sich auf alle Schadenskategorien und alle Folgeschäden, soweit sie in einem adäquaten Kausalzusammenhang mit der betreffenden Vertragsverletzung stehen. In der

Vertragshaftung gibt es keine Unterschiede zwischen der Haftung für Personenschaden, Sachschaden und reinem Vermögensschaden.[71]

cc) Die Haftung für mangelnde Sorgfalt

Die an der Projektierung und Leitung eines Bauvorhabens beteiligten Personen bzw. Firmen (Architekt, mit der Tragwerkplanung beauftragter Bauingenieur, Geologe usw.) haften häufig nach *Auftragsrecht* (Art. 394 ff. OR).[72] Zwischen der Vertragshaftung des Architekten und jener des Bauingenieurs bestehen keine erheblichen Unterschiede. Die Beauftragten schulden gemäss Art. 398 Abs. 1 und Abs. 2 OR eine *sorgfältige* Auftragsausführung. Deshalb ist die auftragsrechtliche Haftung *verschuldensabhängig*.

Ein vom Bauherrn beigezogener sachverständiger Planer kann unter Umständen auch nach *Werkvertragsrecht* (Art. 366 ff. OR) haften, z.B. der Tragwerkplaner, wenn seine Aufgabe darauf beschränkt ist, das Tragwerk zu projektieren.[73] Die werkvertraglichen Wandelungs-, Minderungs- und Nachbesserungsrechte des Bauherrn setzen kein Verschulden des Beauftragten voraus.[74] Ist Werkvertragsrecht anwendbar, ist jedoch der Planmangel und nicht der Baumangel (= Mangel des Bauwerkes) ein Werkmangel im Sinne von Art. 367 ff. OR. Der Baumangel, der allenfalls in der ungenügenden Erdbebenvorsorge besteht, ist deshalb ein *Mangelfolgeschaden*, der ebenfalls der Verschuldenshaftung und nicht der Kausalhaftung unterliegt. Deshalb haftet z.B. der Tragwerkplaner auch dann, wenn Werkvertragsrecht anwendbar ist, für den Mangel des Bauwerkes, der in einer ungenügenden Erdbebensicherung besteht, *nur bei Verschulden*, also gleich wie wenn sein Vertragsverhältnis mit dem Bauherrn als Auftrag zu qualifizieren wäre.[75] Nach Werkvertragsrecht haftet auch der *Bauunternehmer*.

Die Regeln der Bautechnik sind mangels anderer Abreden einzuhalten. Anders lautende Abreden sind nur beachtlich, sofern und soweit sie gültig sind. Ungültig sind sie, wenn sie rechts- oder sittenwidrig sind. Dies trifft namentlich dann zu, wenn eine Bauweise vereinbart wird, die Leib und Leben von Mitmenschen in unerlaubter Weise gefährdet.[76] Die Parteien können die Anwendung von Baumethoden vereinbaren, die eine grössere Erdbebensicherheit versprechen. Dabei kann es sich um konstruktive Vorschriften handeln, die strenger sind als die zurzeit geltenden Regeln der Technik, jedoch noch nicht anerkannt sind, oder um spezielle Vorschriften zur Erdbebenvorsorge für spezielle Bauwerke.[77]

dd) Das vermutete Verschulden

Das (subjektive) Verschulden z.B. des Tragwerkplaners wird *vermutet*.[78] Er muss die Regeln der Technik zur Erdbebenvorsorge kennen. Massgebend sind die Regeln im Zeitpunkt des Handelns des Beauftragten, jedoch nicht diejenigen im Zeitpunkt der späteren Beurteilung oder gar im Zeitpunkt eines Schadenfalles zufolge eines Erdbebens.[79]

Der Fachmann, hier insbesondere der Tragwerkplaner, muss sich *fortbilden* und über die Entwicklungen der Bautechnik auf dem laufenden halten.[80] Er kann sich nicht mit mangelnder Ausbildung oder ungenügender Erfahrung entlasten. Andernfalls haftet er aus sog. *Übernahmeverschulden*.[81] Der Fachmann muss fähig sein, die übernommene Aufgabe zu bewältigen. Ist er dazu ganz oder teilweise nicht in der Lage, hat er dem Bauherrn den Beizug von (weiteren) beratenden Spezialisten (z.B. Tragwerkplaner, Geologe) vorzuschlagen.[82]

ee) Zur Verjährung

Zwischen zwei schweren Erdbeben kann in der Schweiz eine Zeit verstreichen, die länger dauert als ein Menschenleben.[83] Die - zum grossen Glück - grosse Seltenheit von Erdbeben in der Schweiz könnte zur Spekulation verleiten, dass eine Haftung (insbesondere des Tragwerkplaners) nach einem Erdbeben häufig *verjährt* sein dürfte. Vor einer solchen ebenso leichtsinnigen wie menschenverachtenden Spekulation ist dringend zu warnen. Anzumerken ist folgendes:

- Die ungenügende Erdbebenvorsorge ist als Baumangel zu qualifizieren, für den z.B. der Tragwerkplaner gemäss Art. 371 Abs. 2 OR oder gemäss Art. 1.8.2 Satz 1 SIA-Ordnungen 102/ 103/108 während *fünf* Jahren, eventuell bloss während einem Jahr, gerechnet ab der Abnahme der Baumeisterarbeiten durch den Bauherrn, haftet.[84] Die Verjährungsfrist kann vertraglich verlängert werden, zurzeit nur für die Dauer von höchstens zehn Jahren, nach der Revision des Haftpflichtrechtes vermutlich bis zwanzig Jahre.[85]
- Auch nach Ablauf der fünfjährigen Verjährungsfrist kann der schuldige Fachmann vom Bauherrn *ausservertraglich* haftbar gemacht werden.[86]
- Trotz der verhältnismässig kurzen Verjährungsfrist - verhältnismässig kurz insbesondere in Rücksicht darauf, dass zwischen zwei Erdbeben eine sehr lange Zeit verstreichen kann - darf nicht übersehen werden, dass *die Haftung nicht einen Erdbebenschaden voraussetzt*. Der Mangel einer genügenden Erdbebenvorsorge kann ohne weiteres innerhalb der Verjährungsfrist entdeckt werden (z.B. durch die Überprüfung eines

gerichtlichen oder aussergerichtlichen Experten), worauf der schuldige Tragwerkplaner vom Bauherrn auf Schadenersatz belangt werden kann. Der Schaden kann in den hohen Kosten bestehen, welche die nachträgliche Erdbebensicherung erfordert. Wären die Kosten einer derartigen Nachbesserung unverhältnismässig, bestünde der Schaden im Minderwert des Bauwerkes. Sind die Regeln der Bautechnik zur Erdbebenvorsorge verletzt worden, dürfte das Interesse des Bauherrn an der nachträglichen Erdbebenvorsorge immer derart gross sein, dass die Kosten der nachträglichen Erdbebenvorsorge - auch zum Schutz von Leib und Leben! - in der Regel nicht als unverhältnismässig betrachtet werden dürfen, insbesondere wenn ein Verschulden gegeben ist.[87]

b) Die ausservertragliche Haftung der Ersteller

aa) Verschuldenshaftung nach Art. 41 OR

Nach bundesgerichtlicher Rechtsprechung und herrschender Lehre liegt der allgemeinen Haftungsnorm des Art. 41 OR die *objektive Widerrechtlichkeit* zugrunde. Danach ist eine Schadenszufügung widerrechtlich, wenn sie gegen eine allgemeine gesetzliche Pflicht verstösst, indem entweder ein absolutes Recht des Geschädigten beeinträchtigt (*Erfolgsunrecht*) oder eine reine Vermögensschädigung durch Verstoss gegen eine einschlägige Schutznorm (*Verhaltensunrecht*) bewirkt wird.[88] Das Wesen des Erfolgsunrechts liegt darin begründet, dass die Verletzung absoluter Rechte immer rechtswidrig ist, unabhängig davon, wie sie verursacht wurde. Indessen setzt die Haftung nach Art. 41 OR voraus, dass der eingetretene Verletzungserfolg auf ein rechtswidriges Verhalten des präsumtiven Schädigers zurückzuführen ist. *Positive*, ein geschütztes Rechtsgut beeinträchtigende Handlungen sind ohne weiteres rechtswidrig. Deshalb haftet der Tragwerkplaner nach Art. 41 OR für Personenschäden (Tötung und Körperverletzung) sowie für Sachschäden, wenn diese durch eine Missachtung der Regeln der Baukunde zur Erdbebenvorsorge bei der Tragwerkplanung verursacht worden sind.

Die Rechtswidrigkeit einer *Unterlassung* setzt hingegen voraus, dass gegen eine spezifische Rechtspflicht zur Abwendung des drohenden Verletzungserfolges verstossen wurde. Deshalb können Unterlassungen auch bei Verletzung absoluter Rechtsgüter nur widerrechtlich sein, wenn im Sinne des Verhaltensunrechtes Handlungspflichten missachtet werden, aufgrund derer der Schädiger in bezug auf den Geschädigten eine *Garantenstellung* einnimmt. Deshalb haftet beispielsweise der Architekt als Gesamtleiter nicht gegenüber dem Geschädigten, wenn er Aufsichts- und Koordinationspflichten versäumt hat, z.B. wenn er nicht abgeklärt hat, ob die Tragwerkplanung durch den Bauingenieur auch die Erdbebenvorsorge nach den entsprechenden Regeln der Bautechnik einschloss, oder es unterliess, den Bauunternehmer bezüglich der richtigen Ausführung der Massnahmen zur Erdbebenvorsorge zu überwachen. Der Gesamtleiter haftet jedoch für diese Unterlassungen nach Vertragsrecht dem Bauherrn, der auf den Gesamtleiter Regress nehmen kann, wenn er von Dritten wegen der Unterlassung des Gesamtleiters haftbar gemacht werden konnte.

Ein Erdbeben ist besonders geeignet, in einer mehr oder weniger langen Kausalkette viele *Reflexschäden* zu verursachen. Der Reflexgeschädigte ist ein *Indirektgeschädigter*, weil ein anderer einen Personen- oder Sachschaden erleidet, der sich auf den Reflexgeschädigten auswirkt. Der Reflexschaden ist häufig, aber nicht immer ein *reiner Vermögensschaden*.[89] Beispielsweise erleidet eine unbeschädigte Fabrik einen Produktionsausfall, weil die Verkehrswege (Strassen, Eisenbahn usw.) durch eingestürzte Gebäude verschüttet oder weil die (in fremdem Eigentum stehenden) Leitungen zur Versorgung einer Fabrik mit elektrischem Strom, Wasser, Gas usw. durch eingestürzte Bauwerke funktionsunfähig gemacht worden sind. Reiner Versorgerschaden bzw. Reflexschaden ist grundsätzlich nicht zu ersetzen. Ausnahmen:

Der Versorgerschaden ist sowohl ein Reflexschaden als auch ein reiner Vermögensschaden, der aufgrund der gesetzlichen Ausnahmebestimmung des Art. 45 Abs. 3 OR zu ersetzen ist. Die übrigen Ausnahmen hängen vom *richterlichen* Ermessen ab. Eine Rechtsprechungsprognose ist äusserst schwierig. Denn:

Nach der erwähnten Rechtsprechung des Bundesgerichtes ist das *Vermögen* kein haftpflichtrechtlich geschütztes ("absolutes") Rechtsgut, und begeht kein (haftpflichtrechtliches) Erfolgsunrecht, wer eine reine Vermögensschädigung verursacht. In einem solchen Fall besteht eine Schadenersatzpflicht nur, wenn *Verhaltensunrecht* begangen worden ist. Dieses besteht im "Verstoss gegen eine spezifische Rechtspflicht zur Abwendung des drohenden Verletzungserfolges", d.h. im Verstoss gegen eine einschlägige positive (geschriebene oder ungeschriebene) Verhaltensnorm des Privat-, Verwaltungs- oder Strafrechts, die den Geschädigten vor dem Vermögensverlust schützen soll (sog. *Garantenstellung*). Der Schadenersatzanspruch ist in einem solchen Falle eine Glückssache. Die Formel des Bundesgerichtes, wonach eine reine Vermögensschädigung nur dann widerrechtlich ist, wenn der Schädiger eine einschlägige Schutznorm verletzt, "begründet eine aleatorische Rechtslage, da es vom puren Zufall abhängt, ob für den konkreten Schadensfall eine passende Schutznorm zur

Verfügung steht oder nicht. Verläuft die Normenjagd ergebnislos, bleibt dem Rechtsanwender nichts anderes übrig, als nach Auswegen zu suchen, wenn er den Geschädigten dennoch als schutzwürdig erachtet. Die Auswege, welche die juristische Phantasie bereit hält, sind vielfältig.... Ein erster Ausweg besteht darin, dass eine Schutznorm zur Anwendung gelangt, die es in Wirklichkeit gar nicht oder nicht mit dem angeblichen Schutzzweck gibt."[90] Bisweilen versucht die Rechtsprechung die Klippe des Reflexschadens dadurch zu umschiffen, dass sie einen solchen - etwas gesucht - in einen Direktschaden "umfunktioniert".[91] Das Bundesgericht hat in einer viel kritisierten Rechtsprechung den Art. 239 StGB (Störung von der Allgemeinheit dienenden Betrieben) als Schutznorm anerkannt, welche zum Ersatz des reinen Vermögensschadens durch Betriebsausfall berechtigt, weil ein Dritter (z.B. ein Bauunternehmer) die Zuleitung aus einem Versorgungsbetrieb (z.B. Elektrizitäts- oder Wasserwerk) unterbrochen hat.[92]

bb) Vertrauenshaftung

In freier richterlicher Rechtsfortbildung hat das Bundesgericht in seiner neueren Praxis den Tatbestand der *Vertrauenshaftung* geschaffen. Deren Grundsätze hat das Bundesgericht kürzlich wie folgt zusammengefasst und bestätigt:[93]

Stehen Schädiger und Geschädigter ausserhalb einer vertraglichen Bindung in einem besonderen Vertrauensverhältnis, kraft welchem der Geschädigte sich nunmehr als nachteilig erweisende Dispositionen trifft, hat der Schädiger für den aus enttäuschtem Vertrauen verursachten Schaden einzustehen. Eine derartige Sonderverbindung entsteht allerdings nur aus bewusstem oder normativ zurechenbarem Verhalten des in Anspruch Genommenen, nicht aber aus einem zufälligen und ungewollten Zusammenprallen, wie es im Regelfall einer auf Fahrlässigkeit gründenden Deliktshaftung eigen ist. Schutzwürdiges Vertrauen setzt zudem ein Verhalten des Schädigers voraus, das geeignet ist, hinreichend konkrete und bestimmte Erwartungen des Geschädigten zu wecken. Die Eigenhaftung eines Erfüllungsgehilfen kommt damit nur in Betracht, wenn er selbst in engen persönlichen Beziehungen zum Kunden seines Auftraggebers stand oder wenn er diesem aufgrund seines gesamten Verhaltens gleichsam persönliche Gewähr für das Gelingen des übernommenen Geschäftes gab.

Nach den Grundsätzen der Vertrauenshaftung kann ein Bauingenieur dem Käufer eines Grundstückes haften, wenn er in einem Gutachten falsche Angaben über die Erdbebensicherheit eines bestehenden oder projektierten Gebäudes macht, und wenn der Bauingenieur damit rechnen muss, dass der Verkäufer das Gutachten verwenden und der Käufer beim Kaufsentschluss oder bei der Preisbestimmung auf das Gutachten abstellen wird. Ein Experte kann "aufgrund seines gesamten Verhaltens gleichsam persönliche Gewähr für das Gelingen des übernommenen Geschäftes geben".

cc) Geschäftsherrenhaftung

Gemäss Art. 55 Abs. 1 OR haftet der Geschäftsherr für den Schaden, den seine Arbeitnehmer oder andere Hilfspersonen in Ausübung ihrer dienstlichen oder geschäftlichen Verrichtungen verursacht haben, wenn er nicht nachweist, dass er alle nach den Umständen gebotene Sorgfalt angewendet hat, um einen Schaden dieser Art zu verhüten, oder dass der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt aufgetreten wäre. Die Geschäftsherrenhaftung ist eine milde Kausalhaftung des Geschäftsherrn ohne eigenes Verschulden für das widerrechtliche Verhalten seiner Arbeitnehmer oder anderer Hilfspersonen (z.B. für einen angestellten Tragwerkplaner, der die Regeln der Erdbebenvorsorge missachtet). Dem Geschäftsherrn (Arbeitgeber) steht der *Entlastungsbeweis* innerhalb der Schranken des Art. 55 Abs. 1 OR offen. Ein Verschulden des Arbeitnehmers ist keine Haftungsvoraussetzung.

dd) Revision des Haftpflichtrechtes

Der Bundesrat wird demnächst eine Totalrevision des Haftpflichtrechts in die Vernehmlassung schikken.[94] Sie soll gewichtige Neuerungen bringen, insbesondere eine längere absolute *Verjährungsfrist* von zwanzig Jahren anstatt heute zehn Jahren, wie dies Art. 41 Abs. 2 des Vorentwurfes vom 4. April 1996 vorsieht,[95] während die relative Verjährungsfrist drei Jahre anstatt heute ein Jahr betragen soll, gerechnet von dem Tag an, an dem die geschädigte Person Kenntnis vom Schaden und von der Person des Haftpflichtigen oder Deckungspflichtigen erlangt hat. Gegebenenfalls sind schon heute die Haftpflichtbestimmungen von Spezialgesetzen zu beachten. Gemäss Art. 10 KHG (Kernenergiehaftpflichtgesetz vom 18. März 1983; SR 732.44) beträgt die absolute Verjährungsfrist *dreissig* Jahre, gerechnet ab dem Schadenereignis, bei einer relativen Verjährungsfrist von drei Jahren, gerechnet ab Kenntnis des Schadens und der Person des Haftpflichtigen oder Deckungspflichtigen.

2. Haftung für das erstellte Bauwerk

a) Vertragshaftung

In *zahlreichen* Vertragsverhältnissen kann eine Vertragspartei gegenüber der anderen wegen ungenügender Erdbebenvorsorge eines bestehenden Gebäudes haften, beispielsweise Vermieter, Verpächter, Hotelier, Gastwirt, Veranstalter eines kulturellen, sportlichen usw. Anlasses, Lieferant

von elektrischer Energie, Wasser, Gas, Telekommunikation, Lagerhalter. Insbesondere kann der Verkäufer eines überbauten Grundstückes (auch von Stockwerkeinheiten) für die ungenügende Erdbebensicherung haften.[96]

3. Ausservertragliche Haftung

Im folgenden werden nur zwei ausgewählte, aber besonders wichtige Haftungen behandelt, nämlich die *Werkeigentümerhaftung* (Art. 58 OR) und die *Grundeigentümerhaftung* (Art. 679 ZGB). Was die übrigen Haftungsarten anbelangt (z.B. allgemeine Verschuldenshaftung des Art. 41 OR, Vertrauenshaftung) wird sinngemäss auf die entsprechenden Ausführungen zur Haftung der Ersteller verwiesen.[97] Zu beachten sind auch die Anmerkungen zur ausservertraglichen Prävention.[98]

aa) Werkeigentümerhaftpflicht (Art. 58 OR)[99]

Die ungenügende Erdbebenvorsorge ist ein *Mangel* im Sinne von Art. 58 Abs. 1 OR.[100] Ob ein solcher Mangel vorliegt, ist nach Massgabe der konkreten Umstände und nach objektiven Kriterien zu beurteilen. Je nach Lage (Gefährdungszone) und individueller Beschaffenheit des Grundstückes können die Anforderungen an die Erdbebenvorsorge unterschiedlich sein. *Objektive Kriterien* zur Beurteilung der Mangelhaftigkeit sind insbesondere die folgenden:

Der *Zweck* des Bauwerkes ist zu berücksichtigen. Den berechtigten Sicherheitserwartungen der Öffentlichkeit, namentlich auch derjenigen, die das Werk benützen, ist Rechnung zu tragen. Die erforderlichen Sicherheitsmassnahmen müssen in einem vernünftigen Verhältnis zum Schutzinteresse der Benutzer stehen. An die Sicherheit öffentlicher Bauten oder privater Gebäude mit Publikumsverkehr sind höhere Anforderungen zu stellen.

Zu beurteilen ist die *Zumutbarkeit* von Sicherheitsmassnahmen. Das bedarf einer Kosten-/Nutzenabwägung zwischen den technischen Möglichkeiten und dem, was wirtschaftlich (kostenmässig) dem Werkeigentümer zugemutet werden darf. Je höher der potentielle Schaden und je wertvoller die bedrohten Rechtsgüter sind, desto höher sind die berechtigten Sicherheitsanforderungen. Deshalb beurteilt sich die kostenmässige Zumutbarkeit der Schutzmassnahmen nicht nur nach der Höhe der in Frage stehenden Vermögensschäden, sondern auch nach der *Art der Rechtsgüter*, die von einem allfälligen Erdbeben betroffen werden. Droht z.B. die Zerstörung einer lebenswichtigen Versorgungsanlage, die Beschädigung eines Kulturdenkmals oder eine tiefgreifende Beeinträchtigung der Ökologie, so sind dem Werkeigentümer erhöhte Schutzmassnahmen zuzumuten. Geht es gar um die Verhinderung von Körper- oder Tötungsschäden, so sind die zumutbaren Massnahmen besonders hoch.

Zu den konkreten Umständen gehört auch die *Wahrscheinlichkeit* eines schweren Schadens zufolge der Lage und Beschaffenheit des konkreten Bauwerkes.

Der Werkeigentümer hat nicht jeder denkbaren Gefahr vorzubeugen, sondern darf Risiken ausser acht lassen, welche von den Benützern des Werks mit einem Mindestmass an Vorsicht vermieden werden können. Die Bestimmung des für die Mängelfreiheit einer Anlage erforderlichen Sicherheitsniveaus ist eine Rechtsfrage, die nur für das jeweils konkrete Bauwerk beantwortet werden kann.

Daraus ist ersichtlich, dass auch im Privatrecht die Grenze zwischen genügender und ungenügender Erdbebenvorsorge vom Grundprinzip der *Verhältnismässigkeit* beherrscht wird. Die Erdbebenvorsorge eines konkreten Gebäudes ist genügend, wenn sie verhältnismässig ist. Möglich ist, dass die Kosten der nachträglichen Erdbebenvorsorge eines ursprünglich mängelfreien Bauwerkes unverhältnismässig wären, jedoch nicht die Kosten der Erdbebenvorsorge für einen Neubau.[101] Ein Erdbeben ist nicht schlechthin höhere Gewalt. Ein Erdbeben von der gleichen Stärke kann im einen Fall höhere Gewalt sein und im anderen Fall nicht.[102] Gleich wie jeder Mangel ist auch derjenige der ungenügenden Erdbebenvorsorge ein abstrakter Rechtsbegriff, der im Einzelfall zu konkretisieren ist.

Die Mangelhaftigkeit eines Werkes beurteilt sich im *Zeitpunkt des Schadeneintritts*. Ob das Werk bereits bei seiner Erstellung mangelhaft war oder nicht, spielt keine Rolle. Es kann erst später mangelhaft geworden sein, sei es durch mangelhaften Unterhalt oder sei es, weil inzwischen die Sicherheitsanforderungen gestiegen sind und das Werk diesen nicht angepasst worden ist.[103] Die Revision der Regeln der Bautechnik kann deshalb die (spätere) Mangelhaftigkeit eines Bauwerkes verursachen. Unter diesem rechtlichen Aspekt kommt der SIA-Richtlinie 465 *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke* (Ausgabe 1994) besondere Bedeutung zu.

Der Werkeigentümer haftet unabhängig davon, ob er allfällige Regressansprüche (z.B. gegenüber dem Tragwerkplaner) besitzt oder nicht. Die (vertragliche und ausservertragliche) Haftung der Ersteller des Bauwerkes kann verjähren, die Haftung für die Mangelhaftigkeit jedoch nicht. Erst das Schadensereignis löst den Beginn der Verjährungsfristen (relative und absolute Verjährungsfrist) aus.

Die Werkeigentümerhaftpflicht ist eine *Kausalhaftung*, weil ein Verschulden des Werkeigentümers keine Haftungsvoraussetzung ist. Zudem

handelt es sich um eine *scharfe* Kausalhaftung, weil es dem Werkeigentümer verwehrt ist, sich durch einen Sorgfaltsbeweis von der Haftpflicht zu befreien.

Anspruchsberechtigt (aktivlegitimiert) ist jeder Geschädigte, der zufolge des Werkmangels einen Personen-, Sach- oder Versorgerschaden erleidet, also z.B. der Passant auf der Strasse.[104]

Ersatzpflichtig ist der Werkeigentümer (auch ein Eigentümer von Leitungen oder ein Betriebsinhaber) im Zeitpunkt des *Ereignisses*. Deshalb haftet einer neuer Werkeigentümer (z.B. ein Käufer) schon in der ersten Sekunde des vollzogenen Eigentumserwerbs, obwohl der mangelhafte Unterhalt des Werkes einem früheren Werkeigentümer anzulasten ist.[105]

Auch *öffentlichrechtliche* Eigentümer (Bund, Kantone, Gemeinden usw.) können nach Art. 58 OR haften. Die Haftbarkeit setzt zwar grundsätzlich voraus, dass der Belangte Eigentümer des Werkes ist, dessen Mangelhaftigkeit den eingeklagten Schaden verursacht oder nicht verursacht hat. Für die ordnungsgemässe Erstellung sowie für den ordnungsgemässen Unterhalt von Strassen, Brücken, Kunstbauten usw. haften Kantone und Gemeinden selbst dann, wenn die entsprechenden Pflichten auf öffentlichem Recht beruhen, wobei die Haftpflicht dasjenige Gemeinwesen trifft, das die Anlage als Ganzes erstellt hat, tatsächlich über sie verfügt und die erforderlichen Unterhaltsmassnahmen veranlassen kann.[106]

Auch *mehrere* Werkeigentümer können haften. Bei enger räumlicher und funktioneller Verbindung mehrerer Anlagen wird ein *kombiniertes Werk* angenommen, das eine (unechte) solidarische Werkeigentümerhaftung aller beteiligten Eigentümer auslösen kann.[107] Bei *kumulativer Kausalität* besteht ebenfalls unechte Solidarität (Art. 51 OR), z.B. wenn zwei einstürzende Gebäude ein drittes, zwischen ihnen liegendes Bauwerk beschädigt haben. Die *alternative Kausalität* schafft ein Beweisproblem, z.B. wenn eine tote Person unter den Trümmern von zwei eingestürzten Gebäuden lag und abgeklärt werden muss, von welchem Gebäude die Person erschlagen worden ist.[108]

Generell ist darauf hinzuweisen, dass *Spezialgesetze* besondere Bestimmungen für die Haftung der Werkeigentümer enthalten, so das Kernenergiehaftpflichtgesetz vom 18. März 1983 (KHG, SR 732.44). Besondere Bestimmungen für die ausservertragliche Haftpflicht sieht auch der Entwurf des Bundesgesetzes über die Stauanlagen (Stauanlagengesetz; StAG) vom September 1999 vor.

bb) Grundeigentümerhaftpflicht (Art. 679 ZGB)

Gelten die Auswirkungen des Werkmangels (im Sinne von Art. 58 Abs. 1 OR) gleichzeitig als Überschreitung des Eigentumsrechts im Sinne von Art. 679 ZGB, so ist diese Bestimmung neben Art. 58 OR anwendbar. Der Vorteil der gleichzeitigen Anwendbarkeit beider Bestimmungen liegt in den *unterschiedlichen Anspruchsvoraussetzungen*. Möglich ist, dass der Werkmangel im Sinne des Art. 58 OR oder die Umstände, welche die Zumutbarkeit seiner Behebung begründen, schwer nachzuweisen sind. Dann stützt der Geschädigte mit Vorteil seine Klage auf Art. 679 ZGB, der ebenfalls eine Kausalhaftung vorsieht.[109]

Einzige Voraussetzung ist, dass der belangte Grundeigentümer sein Eigentumsrecht überschritten hat und dass zwischen dieser Überschreitung und dem Schaden ein adäquater Kausalzusammenhang besteht. Nach der neuen, geänderten Praxis des Bundesgerichtes kommt Art. 679 ZGB sowohl bei der Beeinträchtigung der Benutzbarkeit eines Grundstückes als auch bei einer Beschädigung von darauf befindlichen Mobilien oder einer Verletzung von Personen oder einer entsprechenden Gefährdung zum Tragen.[110] Danach erweist sich die Grundeigentümerhaftung als eine *schärfere* Kausalhaftung als die Werkeigentümerhaftpflicht (Art. 58 OR).

F. Fazit

Diese systematische Übersicht ergibt, dass viele und vielfältige, auch sehr strenge Vorschriften der Rechtsordnung einen effizienten Beitrag zur Erdbebenvorsorge leisten. Jede einzelne Bestimmung sollte eigentlich bereits für sich allein eine genügende Motivation sein, die technischen Normen zur Erdbebenvorsorge sorgfältig zu befolgen. In dieser Übersicht mussten jedoch auch Lücken und Widersprüche der Rechtsordnung, auch der Rechtsprechung des Bundesgerichtes, festgestellt werden. Die Rechtsordnung mit ihren zahlreichen und verschiedenartigen Bestimmungen ist sehr *komplex*. Diese Komplexität muss erst recht Ansporn zur Erdbebenvorsorge sein, weil die juristischen Risiken fast unübersehbar sind, mindestens für den Baufachmann.

Das Erdbebenrisiko darf nicht zur Panik verleiten. In Panik geraten muss jedoch, wer bis anhin die Erdbebenvorsorge vernachlässigt hat und sich nun der möglichen juristischen Konsequenzen bewusst wird. Dies soll zum Schluss an zwei Fällen demonstriert werden:

Ein *Bauingenieur* wandte bei der Tragwerkplanung die technischen Vorschriften der SIA-Norm 160 betreffend Erdbebensicherung nicht an, weil er

diese Regeln nicht kannte, nicht beherrschte oder ihre Anwendung als zu aufwendig erachtete. Ein Jahr später möchte der Bauherr das von ihm bewohnte Attikageschoss durch einen Swimmingpool erweitern. Die Mieter in den unteren Stockwerken beschleicht ein unheimliches Gefühl. Sie setzen beim Bauherrn die Überprüfung der Tragwerkplanung durch einen unabhängigen Experten durch. Dieser stellt in seinem Gutachten fest, dass auch ohne Swimmingpool im Attikageschoss bereits bei einem mittleren Erdbeben, mit dem am betreffenden Standort gerechnet werden muss, das ganze Gebäude einstürzen würde. Die rechtlichen und damit auch finanziellen Folgen sind für den Tragwerkplaner verheerend: Er muss dem Bauherrn die erheblichen Mehrkosten der nachträglichen Erdbebensicherung samt Folgekosten wie Mietzinsreduktionen, Kosten der Ausquartierung der Mieter für die Dauer der Bauarbeiten, Expertisekosten usw. ersetzen. Da ein Einsturz des Gebäudes Tote und Verletzte hätte fordern können, wird der Tragwerkplaner wegen Verletzung der Regeln der Baukunde angeklagt und verurteilt. Die Haftung greift, *ohne* dass die Erde beben muss. Noch schlimmer würde es dem Tragwerkplaner ergehen, wenn innerhalb der Verjährungsfrist die Erde tatsächlich beben und der Einsturz des Hauses eine lange Kausalkette von Personen-, Sach- und Vermögensschäden auslösen würde. Nicht besser würde es dem Tragwerkplaner ergehen, der beim Umbau eines bestehenden Gebäudes das Erdbebenrisiko nicht beachtet und keine Massnahmen zur Erdbebenvorsorge nach dem neuesten Stand der Regeln der Bautechnik projektiert.

Der *Eigentümer* eines Bauwerkes darf nicht vertrauensselig sein. Er darf nicht darauf vertrauen, mit der Verjährung seiner Gewährleistungsansprüche gegenüber Bauingenieur und Architekt sei auch seine Haftung als Werk- und Grundeigentümer verjährt. Ebenso darf er nicht darauf vertrauen, dass bei der Erstellung seines Bauwerkes die damaligen Regeln der Bautechnik zur Erdbebenvorsorge beachtet worden sind. Trotz ständigem Unterhalt des Gebäudes muss er damit rechnen, dass diese Regeln inzwischen schärfer geworden sein könnten, was zur Folge hätte, dass sein Haus mangelhaft geworden wäre. Besonders zu denken geben muss ihm die Praxisänderung des Bundesgerichtes im Bereiche der Grundeigentümerhaftpflicht. Eine Überschreitung des Eigentums genügt, um ihn haften zu lassen. Ein Mangel des Bauwerkes ist dann keine Haftungsvoraussetzung mehr. Auch der Eigentümer eines Bauwerkes darf nicht immer den Schlaf des Gerechten schlafen.

---

1 Vgl. BGE 112 II 118 ff. betreffend den *Schockschaden* eines Vaters zufolge der Tötung seiner beiden Söhne.

2 Vgl. BGE 118 II 180.

3 Vgl. BGE 122 III 54.

4 Vgl. STUDER JOST et al., Erdbeben in der Westtürkei vom 17. August 1999, SI+A vom 29. Oktober 1999, S. 938 ff., insbesondere S. 944: "Daneben zeigte sich, vor allem bei Industrieanlagen und Lifelines, dass auch bei verhältnismässig geringen baulichen Schäden durch beschädigte Versorgungssysteme, Installationen oder Maschinen grosse Verluste infolge Produktionsausfällen oder Versorgungsengpässen auftreten können."

5 Art. 373 Abs. 2 OR bzw. Art. 59 Abs. 1 SIA-Norm 118, wo der Fall eines *Erdbebens* ausdrücklich erwähnt wird; vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 1072, wo ebenfalls der Fall eines *Erdbebens* genannt ist.

6 Vgl. Art. 96 Abs. 1 SIA-Norm 118: *Natureinflüsse*.

7 Vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 725; Art. 187 Abs. 3 SIA-Norm 118, wo eine *Naturkatastrophe* als einer der Gründe erwähnt wird; vgl. dazu GAUCH PETER, Kommentar zur SIA-Norm 118, Art. 157 - 190, Zürich 1991, Anm. 20 ff. zu Art. 187 Abs. 3 SIA-Norm 118.

8 Vgl. BGE 118 Ib 473 ff. im Listeriose-Fall; REY HEINZ, Ausservertragliches Haftpflichtrecht, 2. Auflage, Zürich 1998, Nr. 711.

9 Diese Gesetzesbestimmungen sind zufolge des Verweises in Art. 99 Abs. 3 OR auch auf die *Vertragshaftung* anwendbar. Genugtuungsansprüche regeln auch zahlreiche spezielle Haftpflichtgesetze.

10 Vgl. das in den Fussnoten 88 und 93 zitierte Urteil des Bundesgerichtes vom 28. Januar 2000.

11 Vgl. HÜRLIMANN ROLAND, Der Experte - Schlüsselfigur des Bauprozesses, in: TERCIER PIERRE/ HÜRLIMANN ROLAND [Hrsg.], In Sachen Baurecht, Zum 50. Geburtstag von *Peter Gauch*, Freiburg 1989, S. 129 ff.; vgl. auch HÜRLIMANN ROLAND, Der Architekt als Experte, ArchR S. 429 ff., Nr. 1415 ff.

12 Vgl. Art. 4.19.11 in Verbindung mit Art. 4.19.12 SIA-Norm 160 *Einwirkungen auf Tragwerke*, Ausgabe 1989.

13 KLEINEWEFERS HENNER et al., Die schweizerische Volkswirtschaft, 4. Auflage, Frauenfeld 1993, S. 60 f. - Zum Kriterium der wirtschaftlichen Tragbarkeit vgl. analog Art. 4 Abs. 1 und Abs. 2 LRV (Luftreinhalteverordnung, SR 814.318.142.1).

[14] Für das *öffentliche Recht* schreibt Art. 5 Abs. 2 BV verhältnismässiges Handeln vor; vgl. ZIMMERLI ULRICH, Der Grundsatz der Verhältnismässigkeit im öffentlichen Recht, ZSR 1978, Bd. II, S. 1 ff. Ein wichtiges Beispiel für die Durchsetzung des Leitgrundsatzes der Verhältnismässigkeit im *Privatrecht* ist der Begriff des Werkmangels im Sinne von Art. 58 OR; vgl. dazu lit. E, Ziff. 2 lit. b/aa hiernach. Vgl. neuestens SEILER HANSJÖRG, Risikobasiertes Recht - Wieviel Sicherheit wollen wir, Bern 2000, insbesondere S. VI: Risiken können nicht völlig eliminiert, wohl aber bestmöglich reduziert werden. Dies erlaubt, die begrenzten volkswirtschaftlichen Mittel für Sicherheitsmassnahmen so einzusetzen, dass mit dem geringsten Aufwand der grösstmögliche Sicherheitsgewinn bewirkt werden kann. Dieses Buch ist der Abschlussbericht des Nationalfonds-Projektes "Risk Based Regulation"; in einzelnen Fallstudien wurden verschiedene Risiken beurteilt, jedoch nicht das Erdbebenrisiko.

[15] Vgl. HÖFFE OTFRIED, Lexikon der Ethik, 4. Auflage, München 1992, S. 273.

[16] GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 843.

[17] Ausführlich GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 846 ff.

[18] Vgl. BGE 69 II 205.

[19] Vgl. BGE 122 III 65, 111 II 74, 69 II 205 mit zahlreichen weiteren Verweisungen; MÜNCH PETER, Berufung und zivilrechtliche Nichtigkeitsbeschwerde, in: GEISER THOMAS/MÜNCH PETER [Hrsg.], Prozessieren vor Bundesgericht, 2. Auflage, Basel 1998, Nr. 4.43.

[20] Nicht geregelt ist die *Haftung* der Normenorganisationen und ihrer einzelnen Mitglieder, wie z.B. BRUNNER, Baurechtstagung 1993, Bd. II, S. 41 (zit. in Fussnote 24), anmerkt.

[21] Vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 849.

[22] Vgl. SIA-Norm 160 *Einwirkungen auf Tragwerke*, Ausgabe 1989, insbesondere Art. 4.19.14 betreffend Gefährdungszonen, Art. 4.19.16 betreffend Bauwerksklassen, Art. 4.19.17 f. betreffend Umteilung in eine höhere oder niedrigere Bauwerksklasse und Art. 4.19.21, wonach von den zwingend verlangten Massnahmen abgewichen werden darf, wenn dies durch rechnerische Untersuchungen begründet wird.

[23] Vgl. BGE 106 IV 268, 81 IV 118.

[24] GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 850; BRUNNER ANDREAS, Technische Normen in Rechtsetzung und Rechtsanwendung, Diss. Basel 1991; BRUNNER ANDREAS, Die technischen Baunormen, Baurechtstagung Freiburg 1993, Bd. II, S. 20 ff., insbesondere S. 24; TAUSKY ROBERT, Die allgemein anerkannten Regeln der Baukunde, in: KOLLER ALFRED [Hrsg.], Bau- und Bauprozessrecht: Ausgewählte Fragen, St. Gallen 1996, S. 177 ff.; BRINER HANS, Fachnormen, in: MÜNCH PETER/KARLEN PETER/GEISER THOMAS [Hrsg.], Beraten und Prozessieren in Bausachen, Basel 1998, S. 121 ff.; SPIESS HANS RUDOLF, Technische Normen, in: LENDI MARTIN/NEF URS CH./TRÜMPY DANIEL [Hrsg.], Das private Baurecht der Schweiz, Zürich 1994, S. 217 ff.

[25] GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 850 f. mit Verweisungen; SCHUMACHER RAINER, Beweisprobleme im Bauprozess, in: Festschrift für *Kurt Eichenberger*, Aarau 1990, S. 157 ff., insbesondere S. 182.

[26] Vgl. z.B. SIA-Norm 160 = SN 550 160; die Ziffern "550" bedeuten, dass es sich um eine Norm für das Bauwesen handelt.

[27] Vgl. insbesondere Art. 4.19.1 - Art. 4.19.74 SIA-Norm 160 betreffend Erdbeben sowie im Anhang die Karte 3 *Gefährdungszonen Erdbeben*; vgl. auch Art. 1.15 und Art. 2.21.2.

[28] Vgl. insbesondere Art. 4.3 SIA-Richtlinie 462.

[29] GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 851.

[30] Vgl. SIA-Norm 160 *Einwirkungen auf Tragwerke*, Ausgabe 1989, S. 104.

[31] Vgl. BR 1992, S. 95, Nr. 156 mit Anmerkungen von GAUCH, insbesondere Anm. 3 betreffend eine EMPA/SIA-Studientagung an der ETH Zürich mit anschliessender SIA-Dokumentation betreffend Umkehrdächer.

[32] Vgl. ausführlich WENK THOMAS, Neue Erdbebennormen: Eurocodes und Swisscodes, in dieser Publikation; WENK THOMAS, Erdbebensicherung bestehender Bauwerke nach verschiedenen Normen, in: SIA-Dokumentation D 0145 *Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik*, Zürich 1997, S. 33 ff., insbesondere S. 36; zum Ganzen vgl. auch RECHSTEINER PETER, Eurocodes - einige Überlegungen aus rechtlicher Sicht zur heutigen Situation, in: SI+A vom 19. April 1993, S. 282 ff.; BÜHLER THEODOR, Technische Normen, Technische Vorschriften und Konformitätsnachweis nach EG-Recht, Zürich 1993; BRUNNER, Baurechtstagung 1993, zit. in Fussnote 24, S. 29 ff.

[33] GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 851.

[34] Vgl. dazu ausführlich lit. E, Ziff. I/1, lit. e hiernach.

[35] Zu den *Naturgefahren* im Sinne von Art. 6 Abs. 2 lit. c RPG gehört auch das Erdbebenrisiko.

[36] Vgl. lit. B Ziff. 3 hiervor.

[37] Vgl. z.B. BRUNNER, Baurechtstagung 1993, zit. in Fussnote 24, S. 24 Abs. 3.

[38] Zu den einzelnen Regelungsformen vgl. ausführlich BRUNNER, Baurechtstagung 1993, zit. in Fussnote 24, S. 25 ff.

[39] Lärmschutz-Verordnung vom 15. Dezember 1986 mit der Ergänzung vom 12. April 2000, in Kraft seit 1. Mai 2000; vgl. auch BGE 122 II 67 betreffend die Geltung der Mindestanforderungen der SIA-Norm 181.

[40] Vgl. SIA-Dokumentation D 0150, S. 35 und S. 89.

[41] Bericht zu einem Bundesgesetz über die Stauanlagen (Stauanlagengesetz, StAG), verfasst vom Bundesamt für Wasserwirtschaft, Biel, September 1999.

[42] NZZ vom 3./4. Juni 2000, S. 16: *Unterschätztes Bebenrisiko / Bund genehmigt nur noch erdbebensichere Bauwerke*; Walliser Bote vom 3. Juni 2000, S. 3, mit dem Zwischentitel *Wallis vorbildlich*, gestützt auf die Aussage von Andreas Götz, Vizedirektor des Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG), wonach im Kanton Wallis alle wichtigen Gebäude auf Erdbebensicherheit überprüft worden seien.

[43] Vgl. HALLER WALTER/KARLEN PETER, Raumplanungs-, Bau- und Umweltrecht, Bd. I, 3. Auflage, Zürich 1999, Nr. 661; RUCH ALEXANDER, Öffentlichrechtliche Anforderungen an das Bauprojekt, in MÜNCH PETER/KARLEN PETER/GEISER THOMAS, Beraten und Prozessieren in Bausachen, Basel 1998, S. 229 ff., insbesondere Nr. 7.88; RUCKSTUHL FRANÇOIS, Öffentlichrechtliche Baumängel, im soeben zitierten Sammelband, S. 563 ff., insbesondere Nr. 14.7.

[44] Vgl. dazu Verordnung über die Verschärfung oder die Milderung von Bauvorschriften für besondere Bauten und Anlagen (Besondere Bauverordnung II des Regierungsrates des Kantons Zürich vom 26. August 1981, LS 700.22).

[45] Vgl. RUCKSTUHL, zit. in Fussnote 43 hiervor, Nr. 14.7: "Das Baupolizeirecht umfasst aber auch Vorschriften, deren Einhaltung im Rahmen des Baubewilligungsverfahrens nicht näher geprüft werden." Demgegenüber dürfte die Bemerkung von RUCH, zit. in Fussnote 43 hiervor, Nr. 788: "Die Erdbebensicherung ist Gegenstand der Projektprüfung." nicht der Rechtswirklichkeit entsprechen.

[46] HÄFELIN ULRICH/MÜLLER GEORG, Grundriss des Allgemeinen Verwaltungsrechts, 3. Auflage, Zürich 1998, Nr. 940 und Nr. 1913 ff.

[47] Unter Strafrecht wird in diesem Kapitel das *allgemeine* ("gemeine") Strafrecht verstanden; das Verwaltungsstrafrecht bleibt hier ausgeklammert; zum Verwaltungsstrafrecht vgl. lit. C Ziff. II hiervor.

[48] Vgl. BGE 117 II 270 = BR 1992, S. 99 f., Nr. 166 mit Anm. von GAUCH.

[49] *Literaturhinweise*: RICKLIN FRANZ, Zum Straftatbestand des Art. 229 StGB (Gefährdung durch Verletzung der Regeln der Baukunde), BR 1985, S. 44 und S. 49 ff.; RICKLIN FRANZ, Zur strafrechtlichen Erledigung des Hallenbadunglücks in Uster, BR 1991, S. 38 ff.; RICKLIN FRANZ, Zur strafrechtlichen Verantwortlichkeit des Architekten, ArchR S. 513 ff., Nr. 1776 ff.; SCHUMACHER, ArchR Nr. 374; vgl. auch das Literaturverzeichnis von RICKLIN, ArchR S. 513 f.

[50] Vgl. BGE 117 II 269 f. = BR 1992, S. 99 f., Nr. 166 mit Anm. von GAUCH; vgl. auch Fussnote 90 hiernach.

[51] Vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 842; für den Architekturvertrag vgl. SCHUMACHER, ArchR Nr. 488 ff.

[52] WALTER HANS PETER, Abgrenzung von Verschulden und Vertragsverletzung bei Dienstleistungsobligationen, in: KOLLER ALFRED [Hrsg.], Haftung aus Vertrag, St. Gallen 1998, S. 54 f. mit Verweisungen, insbesondere auf den grundlegenden BGE 115 II 62 ff.; der Verfasser ist Vorsitzender der für privates Baurecht zuständigen I. Zivilabteilung des Bundesgerichtes und zurzeit Vizepräsident des Bundesgerichtes.

[53] Vgl. ausführlich SCHUMACHER RAINER, Die Vergütung im Bauwerkvertrag / Grundvergütung - Mehrvergütung, Freiburg 1998, Nr. 74 ff.

[54] Vgl. WENK, zit. in Fussnote 32, SIA-Dokumentation D 0145, S. 34 ff.

[55] Vgl. SIA-Dokumentation D 0150, S. 31: "Die durch ein gegebenes Erdbeben an einem bestimmten Standort zu erwartenden Schäden an Bauwerken und Anlagen sind in hohem Masse von der Beschaffenheit (Steifigkeit und Mächtigkeit) der lokalen Bodenschichten abhängig.... Verheerend sind diese Auswirkungen, wenn die durch die Bodeneigenschaften und die Mächtigkeit der oberflächennahen Schichten bedingten verstärkten Schwingungsfrequenzen mit den Eigenschwingungen der darauf fundierten Gebäude und Anlagen übereinstimmen, da es dann zu Resonanzkopplungen kommt. Tatsächlich sind die schwersten Erdbebenschäden fast immer in Gebieten mit mittelsteifen und insbesondere weichen Böden zu beobachten."

[56] Vgl. SCHUMACHER, zit. in Fussnote 53, Nr. 73 mit der Verweisung in Fussnote 119.

[57] Vgl. SCHUMACHER, zit. in Fussnote 53, Nr. 347 mit Verweisung in Fussnote 397 auf BRINER HANS, Das Baugrundrisiko, in: KOLLER ALFRED [Hrsg.], Bau- und Prozessrecht: Ausgewählte Fragen, St. Gallen 1996, S. 249: "Das grösste Baugrundrisiko besteht in den Missverständnissen zwischen dem Geologen und dem Bauingenieur".

[58] Vgl. SIA-Dokumentation D 0150, S. 36.

[59] Vgl. lit. B, Ziff. 4, lit. b hiervor.

[60] Vgl. lit. B, Ziff. 4, lit. b, Ziff. 1 hiervor; vgl. insbesondere GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 851.

[61] Vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 851.

[62] Vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 868 ff.

[63] Vgl. SIA-Dokumentation D 0150, S. 36; vgl. auch S. 37, wonach die Rezeption der EC 8 *höhere* Ansprüche als die SIA-Norm 160 an den Tragwerkplaner stellen wird.

[64] Vgl. Fussnote 88 hiernach.

[65] Vgl. BGE 117 II 269 = BR 1992, S. 99 f., Nr. 166 mit kritischen Anmerkungen von GAUCH.

[66] Vgl. dazu lit. E, Ziff. II/2, lit. b/aa hiernach.

[67] Vgl. BGE 98 II 324 = Praxis 1973, S. 200; vgl. auch BGE 100 II 134 ff.

[68] Vgl. BGE 111 II 444 ff. betreffend Massnahmen zum Schutz gegen zukünftige Schäden, dazu LIVER PETER, ZBJV 1987, S. 138 ff., insbesondere S. 141 f.

[69] GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 1427.

[70] Vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 1432, auch Nr. 1461 f. und Nr. 1930.

[71] Vgl. GAUCH/SCHLUEP/REY, Nr. 2700.

[72] *Literaturhinweise*: FELLMANN WALTER, Berner Kommentar, Der einfache Auftrag, Art. 394 - 406 OR, Bern 1992; FELLMANN WALTER, Die Haftung des Architekten und des Ingenieurs für Werkmängel, in: KOLLER ALFRED [Hrsg.], Haftung für Werkmängel, St. Gallen 1998, S. 77 ff.; KRAUSKOPF-FORERO PATRICK/SIEGENTHALER THOMAS, Architektur- und Bauingenieurverträge, in: MÜNCH PETER/KARLEN PETER/GEISER THOMAS [Hrsg.], Beraten und Prozessieren in Bausachen, Basel 1998, S. 289 ff.; SCHUMACHER RAINER, Die Haftung des Architekten aus Vertrag, ArchR Nr. 367 ff.; WERRO FRANZ, Les particularités du contrat d'ingénieur. Questions choisies, ArchR Nr. 2175 ff.

[73] Vgl. GAUCH, ArchR Nr. 31 ff.

[74] Vgl. SCHUMACHER, ArchR Nr. 395.

[75] Vgl. SCHUMACHER, ArchR Nr. 554 mit Verweisungen.

[76] Vgl. GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 843.

[77] Betreffend Erdbebensicherheit in der chemischen Industrie vgl. lit. B, Ziff. 3, letzter Absatz hiervor.

[78] Vgl. SCHUMACHER, ArchR Nr. 583 ff.

[79] Vgl. hingegen lit. E, Ziff. II/1, lit. b/dd hiervor betreffend die Sorgfaltspflicht des Tragwerkplaners während einer Revisionsphase.

[80] Vgl. SCHUMACHER, ArchR Nr. 488 mit den Verweisungen in Fussnote 219.

[81] Zum *Übernahmeverschulden* vgl. SCHUMACHER, ArchR Nr. 577 mit zahlreichen Verweisungen; GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 835; WALTER, Dienstleistungsobligationen, zit. in Fussnote 52, S. 60.

[82] Vgl. SCHUMACHER, ArchR Nr. 488 mit Verweisungen in Fussnote 221.

[83] KOLLER MARTIN G., Vorwort zur SIA-Dokumentation D 0150, S. 3.

[84] Vgl. ausführlich SCHUMACHER, ArchR Nr. 638 ff., insbesondere Nr. 672 f. betreffend Art. 1.8.2 Satz 1 der SIA-Ordnung 102.

[85] Zur Revision des schweizerischen Haftpflichtrechtes vgl. lit. E, Ziff. II/1, lit. b/dd hiernach.

[86] Vgl. lit. b/dd hiernach.

[87] Zur Abgrenzung zwischen den verhältnismässigen und unverhältnismässigen Kosten einer Nachbesserung vgl. ausführlich GAUCH, Der Werkvertrag, Nr. 1748 ff.

[88] BGE 126 III 192, 119 II 127; BGE 4C.280/1999 vom 28. Januar 2000, S. 3, mit einer Zusammenfassung der Rechtsprechung und mit Verweisungen.

[89] Vgl. REY, zit. in Fussnote 8, Nr. 356.

[90] GAUCH PETER, Grundbegriffe des Haftpflichtrechts: Streitfragen und Fortentwicklung, Vortragsunterlage der Strassenverkehrsrechtstagung, Freiburg 1996, S. 12; ebenso kritisch ROBERTO VITO, Deliktsrechtlicher Schutz des Vermögens, AJP 1999, S. 523 mit Verweisungen in Fussnote 89; GAUCH, Anm. zu BGE 117 II 259 ff., BR 1992, S. 99 f., Nr. 166: "...., hängt die Deckung des reinen Vermögensschadens nur allzu oft vom schieren Zufall ab, ob für die Begründung der Widerrechtlichkeit gerade eine passende Schutznorm zur Verfügung steht oder nicht. Ausserdem sieht der Richter, der ein gerechtes (nicht vom legislatorischen Zufall diktiertes) Urteil fällen möchte, sich häufig gezwungen, eine passende Schutznorm vorzuschieben, damit (weil nach der konkreten Sachlage angezeigt) auch der reine Vermögensschaden deliktsrechtlich gedeckt ist."

[91] Vgl. BREHM, zit. in Fussnote 99, N 23 zu Art. 41 OR.

[92] BGE 101 Ib 252 ff. betreffend Bruch einer Wasserleitung und BGE 102 II 85 ff. betreffend Bruch eines Stromkabels; vgl. auch BGE 117 II 270, wo BGE 102 II 85 ff. "unnötigerweise bestätigt wurde" (GAUCH, BR 1992, S. 99 f., Nr. 166, Anm. 2).

[93] BGE 4C.280/1999 vom 28. Januar 2000, S. 8, Ziff. 3 lit. a mit Verweisungen, rapportiert in ZBJV 2000, S. 291; zur Vertrauenshaftung vgl. z.B.: WALTER HANS PETER, Vertrauenshaftung im Umfeld des Vertrages, ZBJV 1996, S. 273 ff.; HAUSHEER HEINZ/JAUN MANUEL, Besprechung von BGE 124 III 297 ff., ZBJV 1999, S. 401 ff., vgl. auch schon ZBJV 1992, S. 287 ff.; REY, zit. in Fussnote 8, Nr. 37; GAUCH/SCHLUEP/SCHMID, Schweizerisches Obligationenrecht Allgemeiner Teil, 7. Auflage, Zürich 1998, Nr. 982a ff.

[94] Vgl. NZZ vom 10. Februar 2000, S. 13.

[95] Der Vorentwurf vom 4. April 1996 ist abgedruckt in ZSR 1997 Bd. I, S. 407 ff.

[96] Zur Haftung des Grundstückverkäufers im allgemeinen vgl. z.B. SCHUMACHER RAINER, Die Haftung des Grundstückverkäufers, in: KOLLER ALFRED [Hrsg.], Der Grundstückkauf, St. Gallen 1989, S. 197 ff., insbesondere Nr. 645 ff.

[97] Vgl. lit. E, Ziff. II/1 hiervor.

[98] Vgl. lit. E, Ziff. I/2 hiervor.

[99] Die folgenden Ausführungen sind insbesondere gestützt auf: BGE 126 III 113 ff. (Urteil des Bundesgerichtes vom 18. Januar 2000) und BGE 118 II 36 ff.; BREHM ROLAND, Berner Kommentar zum Obligationenrecht, 2. Auflage, Bern 1998, Art. 41 - 61 OR, N 1 ff. zu Art. 58 OR; SCHNYDER ANTON K., Basler Kommentar, Obligationenrecht I, Art. 1 - 529 OR, 2. Auflage, Basel 1996, N 13 ff. zu Art. 58 OR; GAUCH PETER/SINNIGER RICHARD, Vom Nozon, der über die Ufer trat.... und wie das Bundesgericht die Haftungsfrage entschied / BGE 122 III 229: Ein Entscheid zur Werkeigentümerhaftung, BR 1997, S. 42 ff.

[100] Vgl. BREHM, zit. in Fussnote 99, N 61 zu Art. 58 OR: Der Verstoss gegen die Schutzbestimmungen des SIA begründet einen Mangel im Sinne von Art. 58 OR.

[101] Vgl. KOLLER MARTIN, SIA-Dokumentation D 0145, S. 32.

[102] Vgl. BREHM, N 96 zu Art. 58 OR betreffend Erdbeben; vgl. auch TERCIER PIERRE, ZSR 1986, Bd. I, S. 312 f. und 1990, Bd. II, S. 267.

[103] In BGE 55 II 80 ff. qualifizierte das Bundesgericht als mangelhaften Unterhalt die versäumte Anpassung an neue technische Sicherheitsanforderungen.

[104] Vgl. BREHM, N 81 zu Art. 58 OR und N 11 zu Art. 59 OR.

[105] GAUCH/SINNIGER, BR 1997, S. 48.

[106] BGE 108 II 184 ff., 106 II 204; BGE 4C.101/1995 vom 26. März 1996, S. 5, Ziff. 3 lit. a Abs. 1.

[107] BGE 4C.101/1995 vom 26. März 1996, S. 6 lit. b mit zahlreichen Verweisungen.

[108] Vgl. REY, zit. in Fussnote 8, Nr. 614 ff. zur kumulativen Kausalität und Nr. 621 ff. zur alternativen Kausalität.

[109] BREHM, zit. in Fussnote 99, N 148 f. zu Art. 58 OR.

[110] BGE 5C.66/1997 vom 19. November 1998, S. 7 Abs. 2 mit Verweisungen, rapportiert in SI+A vom 5. Mai 2000, S. 397; anders noch BGE 61 II 323 ff.; zu Art. 679 ZGB vgl. auch BGE 111 II 429 ff., besprochen von LIVER PETER, ZBJV 1987, S. 138 ff.

Abkürzungen: Gemäss dem Abkürzungsverzeichnis der *Zeitschrift Baurecht / Droit de la construction* (BR), neueste Ausgabe als Beiblatt zu BR 1/2000. *Spezielle Abkürzungen* in den Fussnoten:

- GAUCH, Der Werkvertrag: GAUCH PETER, Der Werkvertrag, 4. Auflage, Zürich 1996.
- ArchR: GAUCH PETER/TERCIER PIERRE [Hrsg.], Das Architektenrecht / Le droit de l'architecte, 3. Auflage, Fribourg 1995.

Die wirtschaftlichen Folgen von Erdbeben

Luzi Hitz, Zürich

Zusammenfassung

Allein in den letzten 15 Jahren ereigneten sich nicht weniger als fünf Erdbeben mit wirtschaftlichen Schäden in zweistelliger Milliardenhöhe. Das wirtschaftliche Schadenpotential von Erdbeben kann unter ungünstigen Umständen sogar die USD 1'000 Milliardenmarke erreichen. Auch in der Schweiz sind grosse Erdbebenschäden nicht auszuschliessen, würde doch die Wiederholung des Basler Bebens von 1356 weit über CHF 50 Milliarden kosten. Dieses finanzielle Erdbebenrisiko ist zur Zeit nur ungenügend durch die Versicherungswirtschaft gedeckt. Die bestehende Lücke gilt es so bald als möglich mit geeigneten Versicherungslösungen zu schliessen.

1 Einführung

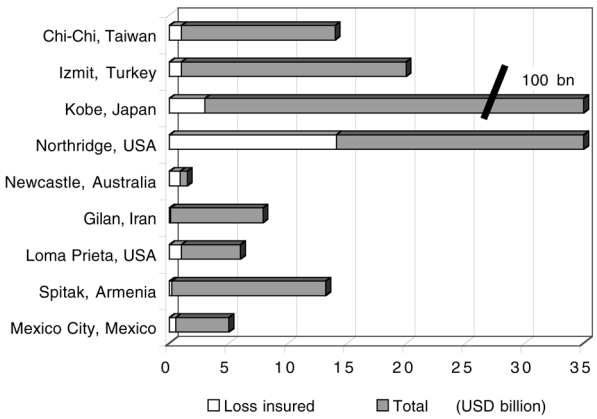
Im Folgenden werden wir das weltweite Erdbebenrisiko aus der Sicht wirtschaftlicher Folgen näher beleuchten. Wir beginnen dabei mit einer kurzen Übersicht über die wirtschaftlichen Schäden aus vergangenen Erdbeben, widmen uns dann dem wirtschaftlichen Schadenpotential aus zukünftigen möglichen Ereignissen und konzentrieren uns schliesslich auf das wirtschaftliche Erdbebenrisiko in der Schweiz. Dessen Minderung mittels geeigneter Versicherungslösungen bildet den Abschluss unserer Betrachtungen.

Unter wirtschaftlichem Erdbebenschaden verstehen wir im Folgenden die Summe aus sämtlichen Sachschäden an Gebäude, Mobiliar und Infrastruktur sowie die Kosten aus Betriebsunterbrechungen.

Die Festlegung der endgültigen Schadenzahl aus einem Erdbeben obliegt in vielen Fällen keiner offiziellen Instanz. Schadenschätzungen werden deshalb oft von einer Vielzahl verschiedener Institutionen mit verschiedenen Interessen getätigt. Einen vergleichsweise guten Einblick in monetäre Erdbebenschäden besitzt die Versicherungsindustrie, welche anhand von Schadenzahlungen, Marktanteilen sowie Angaben zur Erdbebenversicherungsdurchdringung in der Lage ist, fundierte Schadenschätzungen vorzunehmen. Trotz allem sollten Angaben zu wirtschaftlichen Schäden aus katastrophalen Erdbeben in den allermeisten Fällen als Grössenordnungen und nicht als exakt bestimmte Grösse verstanden werden.

2 Wirtschaftliche Schäden: ein Blick zurück

Das Jahr 1999 war durch mehrere schwere Erdbeben gekennzeichnet. Die vorläufigen Schadenschätzungen der Swiss Re für das Jahr 1999 basieren auf den Meldungen des versicherten Schadens sowie der geschätzten Erdbebenversicherungsdurchdringung und deuten auf eine wirtschaftliche Gesamtschadenlast von über USD 35 Milliarden hin. Mit rund USD 20 Mrd. steht das Izmit-Ereignis (Türkei) vom 17. August 1999 an der Spitze, gefolgt vom Chi-Chi Erdbeben (Taiwan) vom 20. September 1999 mit rund USD 14 Mrd.



Figur 1: Geschätzter versicherter Schaden und Gesamtschaden ausgewählter Erdbebenereignisse (1985-1999).

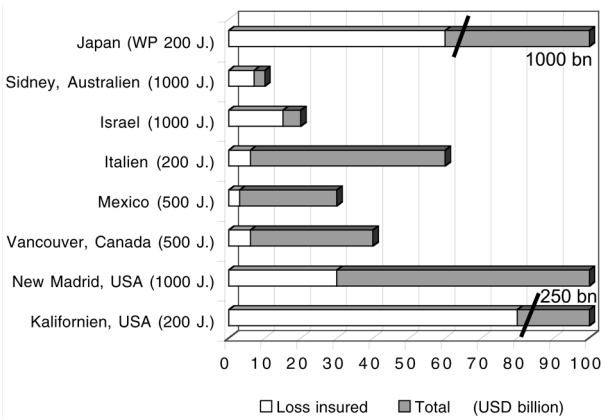
Die Grossereignisse des Jahres 1999 nehmen auch einen prominenten Platz in der Schadenstatistik der letzten 15 Jahre ein (Figur 1). Beide Ereignisse werden lediglich vom Erdbeben in Kobe (Japan) vom 17. Januar 1995 mit rund USD 100 Mrd. und dem Northridge (USA) Erdbeben vom 17. Januar 1995 mit rund USD 35 Mrd. Gesamtschaden übertroffen.

Allein aus der Betrachtung einer 15-jährigen Zeitspanne wird somit klar, dass wirtschaftliche Kosten in zweistelliger Milliardenhöhe infolge Erdbeben durchaus häufiger sind als allgemein wahrgenommen.

3 Wirtschaftliche Schadenpotentiale: ein Blick in die Zukunft

Um eine Abschätzung der seltenen Schadenpotentiale infolge Erdbeben zu tätigen, genügt eine Betrachtung der letzten 15 Jahre nicht. Auch eine Hochrechnung mittels Wirtschaftswachstum und Inflation der Schadenzahlen vergangener Erdbeben erlaubt nur bedingt gültige Aussagen, da sich sowohl die Art der gefährdeten Bauten und Anlagen als auch deren Standorte über die Zeit stark verändert haben.

Die Swiss Re hat deshalb ein Erdbebenrisiko-Modell entwickelt, mittels welchem das Schadenpotential infolge Erdbeben für einen beliebigen Standort abgeschätzt werden kann. Anhand dieses Modells wurden Schadenpotentialsuntersuchungen für sämtliche wichtigen Versicherungsmärkte durchgeführt. Eine Auswahl der Resultate ist in Figur 2 zusammengestellt.



Figur 2: Versicherte und Gesamtschadenpotentiale infolge Erdbeben. Die Wiederkehrperiode der geschätzten Schadenpotentiale ist in Klammern angegeben.

Zwei Top-Szenarien dominieren die weltweiten Schadenpotentiale aus Erdbeben: Japan und Kalifornien. Mit Abstand das grösste wirtschaftliche Schadenpotential infolge Erdbeben, erklärbar aus der Kombination von hoher seismischer Gefährdung und hoher Wertkonzentration, besteht in Japan. Den „200-jährigen" Erdbebenschaden schätzen wir dort auf rund USD 1'000 Milliarden. Für Kalifornien schätzen wir das 200-jährige Schadenpotential auf rund USD 250 Milliarden. Die übrigen betrachteten Erdbebenschadenpotentiale liegen unter USD 100 Milliarden.

Die gleichen zwei Top-Szenarien dominieren auch, wenn der Blick auf das versicherte Schadenpotential eingeschränkt wird. Allerdings übersteigt, bedingt durch die grössere Erdbebenversicherungsdichte, das Schadenpotential in Kalifornien mit USD 80 Milliarden dasjenige von Japan mit USD 60 Milliarden.

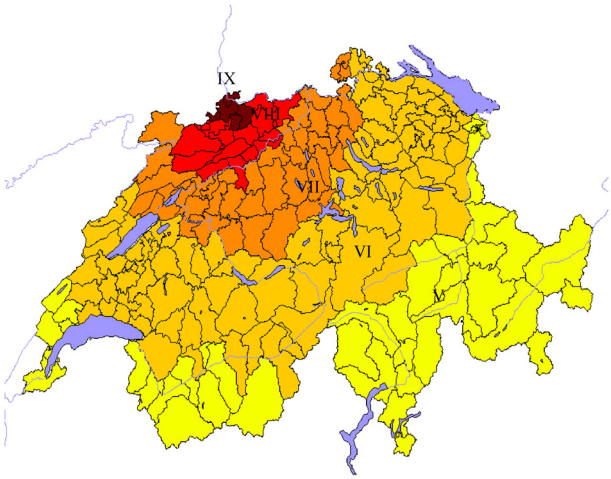
In welcher Grössenordnung liegt nun das wirtschaftliche Schadenpotential infolge Erdbeben in der Schweiz und wie würde die Schweiz die wirtschaftlichen Folgen eines katastrophalen Erdbebens verkraften?

4 Erdbebenrisiko Schweiz am Beispiel des Basler Bebens von 1356

Historische Darstellungen lassen darauf schliessen, dass sich im Jahre 1356 in Basel ein Erdbeben mit einer Magnitude von 6.0+ ereignet hat. Um abzuschätzen, was ein vergleichbares Erdbeben heute kosten würde, sind drei Aspekte zu berücksichtigen: (1) die geographische Verteilung der Werte, (2) die Erschütterungsintensitätsverteilung, wie sie für ein entsprechendes Erdbeben zu erwarten wäre, und (3) die Schadenanfälligkeit der Sachwerte.

Die Schweiz weist eine hohe Konzentration an Sachwerten auf. Gemäss Statistik der Schweizer Versicherer beträgt der Gesamtwert aller versicherten Gebäude rund CHF 1800 Milliarden. Dazu kommen etwa CHF 600 Milliarden an Mobiliar.

Für ein angenommenes Epizentrum in der Nähe von Basel mit einer Magnitude von 6.5 und einer Herdtiefe von 10 km resultiert eine vereinfachte Erschütterungsintensitätsverteilung pro Bezirk wie sie in Figur 3 abgebildet ist.



Figur 3: Vereinfachte Erschütterungsintensitätsverteilung (MMI-Skala) ausgelöst durch ein fiktives M6.5 Erdbeben in der Region Basel.

Jedem Bezirk kann entsprechend der lokalen Intensität ein Schadengrad zugeordnet werden. Multipliziert mit den dort vorhandenen Sachwerten resultiert ein Schaden pro Bezirk. Aufsummiert für die ganze Schweiz ergibt dies rund CHF 45 Milliarden an Gebäude- und rund CHF 15 Milliarden an Mobiliarsschäden. Hinzu kommen weitere, nur grob abschätzbare Schäden an Infrastruktur von CHF 5 bis 10 Milliarden sowie Betriebsunterbrechungskosten von CHF 10 bis 15 Milliarden.

Ein Beben, wie es die Region Basel im 14. Jahrhundert erlebt hat, würde heute somit allein auf dem Gebiet der Schweiz einen Schaden in der Grössenordnung von 80 Milliarden Franken anrichten. Wie würde die Schweiz einen solchen Ereignisschaden verkraften?

Vorausgesetzt die Wirtschaft befindet sich zum Zeitpunkt des Erdbebens in einer Situation normaler Auslastung, deuten Überlegungen der Abteilung „Economic Research" der Swiss Re bei einem 80-Milliarden-Franken-Schaden auf folgende Auswirkungen auf Konjunktur und Kapitalmärkte:

- Bruttoinlandprodukt: +2.7% im erstes Jahr
- Bauinvestitionen: +13.5% im ersten Jahr
- Importe: +8.2% im ersten Jahr
- Inflation: + 2 Prozentpunkte für 3 Jahre
- Langfristzinsen: + 1 Prozentpunkt für 3 Jahre

Da die Ausschläge der einzelnen Indizes sich in der im Konjunkturverlauf auch sonst beobachteten Bandbreite bewegen, dürfte dieser Erdbebenschock gesamtwirtschaftlich verkraftbar bleiben. Ganz anders würde es hingegen im Einzelfall aussehen. Würde ein mit einer Hypothek belastetes Einfamilienhaus zerstört, müsste der Besitzer seiner Bank gleichwohl weiterhin Zinsen zahlen. Und da nach einem schweren Erdbeben die Zinsen ansteigen dürften, würden die Zinskosten für das zerstörte Haus ansteigen, ohne dass der Besitzer hierfür einen Nutzen erhielte. Zum Wohnen müsste der Eigenheimbesitzer zudem ein Wohnobjekt zusätzlich mieten. Diese Doppelbelastung würde in vielen Fällen die wirtschaftliche Existenz bedrohen.

Es liegt in der Verantwortung der Versicherungswirtschaft, Private genau vor solchen Existenzbedrohenden Szenarien zu schützen. In der Schweiz ist jedoch der heute bestehende Erdbebenversicherungsschutz ungenügend. Für die Schweizer Versicherer besteht deshalb diesbezüglich ein eindeutiger Handlungsbedarf, um diese Deckungslücke zu schliessen.

5 Mögliche Versicherungslösungen zur Bewältigung des Erdbebenschadenpotentials in der Schweiz

Wie lässt sich eine Erdbebendeckung in der Schweiz realisieren? Grundsätzlich bestehen drei mögliche Grundformen: (1) Einzellösungen, (2) Fakultative Gesamtmarktlösungen, und (3) Obligatorische Lösungen.

Bei der Variante „Einzellösungen" würden die Versicherungsgesellschaften, seien es nun private oder kantonale Gebäudeversicherer, Erdbeben auf freiwilliger Basis und mit eigenen Produkten als zusätzliche Gefahr in die bestehenden Gebäude- bzw. Inhaltsdeckungen integrieren. Diese Variante hätte den Vorteil, dass sie rasch realisierbar wäre und eine Vielfalt von individuellen Produkten zuliesse. Der grösste Nachteil bestünde in einer vermutlich geringen Nachfrage nach Erdbebendekkung infolge ungenügenden Risikobewusstseins.

Die zweite Variante, die fakultative Marktlösung, würde einen freiwilligen Zusammenschluss der Schweizer Versicherer unter Anbietung flexibler Erdbeben-Standardprodukte beinhalten. Diese Variante, welche z.B. erfolgreich in Kalifornien angewandt wird, hat den Vorteil, dass die notwendige Rückversicherungsdeckung gemeinsam eingekauft werden könnte und somit günstiger zu beschaffen wäre. Der Nachteil dieser zweiten Lösung besteht wiederum in einer zu geringen Nachfrage nach Erdbebendeckung beim Konsumenten.

Dieser Nachteil besteht bei der dritten Erdbebenversicherungslösung, der obligatorischen Lösung, nicht. Bei dieser Variante müsste der Bund ein Gesetz erlassen, welche die Erdbebenversicherung von Sachwerten regelt (analog zum heutigen Krankenversicherungsgesetz). Der Nachteil einer obligatorischen Lösung bestünde in den langwierigen Entscheidungsprozessen zur notwendigen Gesetzesänderung. Vorteile lägen bei der flächendekkenden Erdbebenversicherung, der Beibehaltung Risiko-gerechter Erdbebenprämien, sowie einer möglichen Einbindung des Staates als zusätzlichen Risikoträger.

6 Schlussfolgerungen

Sowohl der Blick in die Vergangenheit als auch die Modellierung der zu erwartenden, zukünftigen Erdbebenschäden belegen das gewaltige wirtschaftliche Schadenpotential infolge Erdbeben. In vielen Gebieten der Erde sind Erdbebenschäden im zwei- bis sogar drei-stelliger Milliardenhöhe möglich. Auch die Schweiz bildet dabei keine Ausnahme. Wirtschaftliche Erdbebenschäden von deutlich über

CHF 50 Milliarden sind jederzeit möglich. Erdbebenschäden sind zur Zeit in der Schweiz ungenügend versichert und für den Einzelnen ist ein finanzieller Ruin durch ein Schadenbeben nicht auszuschliessen. Es ist Aufgabe der Versicherungswirtschaft, die bestehende Deckungslücke zu schliessen. Das menschliche Leid wäre dadurch wohl nicht zu verhindern, die negativen wirtschaftlichen Konsequenzen für den Einzelnen würden aber deutlich gemildert.

Weiterführende Literatur

Swiss Re: Was, wenn in der Schweiz die Erde bebt? Swiss Re Publishing, 2000 (www.swissre.com).

Erdbebenrisiko aus der Sicht des Versicherers

Erik Rüttener, Zürich

Zusammenfassung

Das bedeutende Erdbebenrisiko in der Schweiz ist heute versicherungstechnisch nur ungenügend abgesichert. Dabei sind die wesentlichen Voraussetzungen für eine weitgehende Versicherungslösung gegeben: Das Erdbebenrisiko lässt sich quantifizieren, die Versicherungsprämien wären von akzeptabler Grössenordnung und der internationale Rückversicherungsmarkt kann genügend Kapazität zur Verfügung stellen. Die Versicherungswirtschaft kann das nächste Erdbeben nicht verhindern, doch sie kann einen wesentlichen Beitrag bei der Bewältigung einer Erdbebenkatastrophe leisten.

1 Einführung

Schrecken und Not, die Naturkatastrophen verursachen, bleiben bei der betroffenen Bevölkerung oft lebenslang in Erinnerung. Die zahlreichen Lawinen im letzten Winter, aber auch die Überschwemmungen an der Reuss im August 1987 oder die Zerstörungen der entfesselten Saltina im Stadtzentrum von Brig im September 1993, sind Zeugen der ständigen Bedrohung durch Naturgewalten. Dass in der Schweiz auch Erdbeben ein ernst zu nehmendes Gefahrenpotential darstellen, ist jedoch kaum im Bewusstsein einer breiten Öffentlichkeit.

Das Erdbebenrisiko in der Schweiz ist bedeutend, da hier eine mittlere seismische Aktivität mit einer hohen Bevölkerungsdichte und einer hohen Konzentration von Gebäuden und Infrastruktur zusammen trifft. Gemäss der Studie „Katastrophen und Notlagen in der Schweiz“ (BZS, 1995) des Bundesamtes für Zivilschutz liegt der Anteil der Erdbeben am Gesamtrisiko aus Naturgefahren bei nahezu 25%. Erdbeben stellen somit die grösste der Naturgefahren in der Schweiz dar.

Um eine erfolgreiche Erdbebenversicherung zu lancieren, sind folgende Punkte zu erfüllen:

- Das Erdbebenrisiko muss quantifizierbar sein.
- Eine adäquate Risikoprämie muss realisierbar sein.
- Genügend Versicherungskapazität muss vorhanden sein.

Für das Erdbebenrisiko Schweiz sind alle drei Bedingungen erfüllt.

2 Erdbebenversicherung in der Schweiz – Situation heute

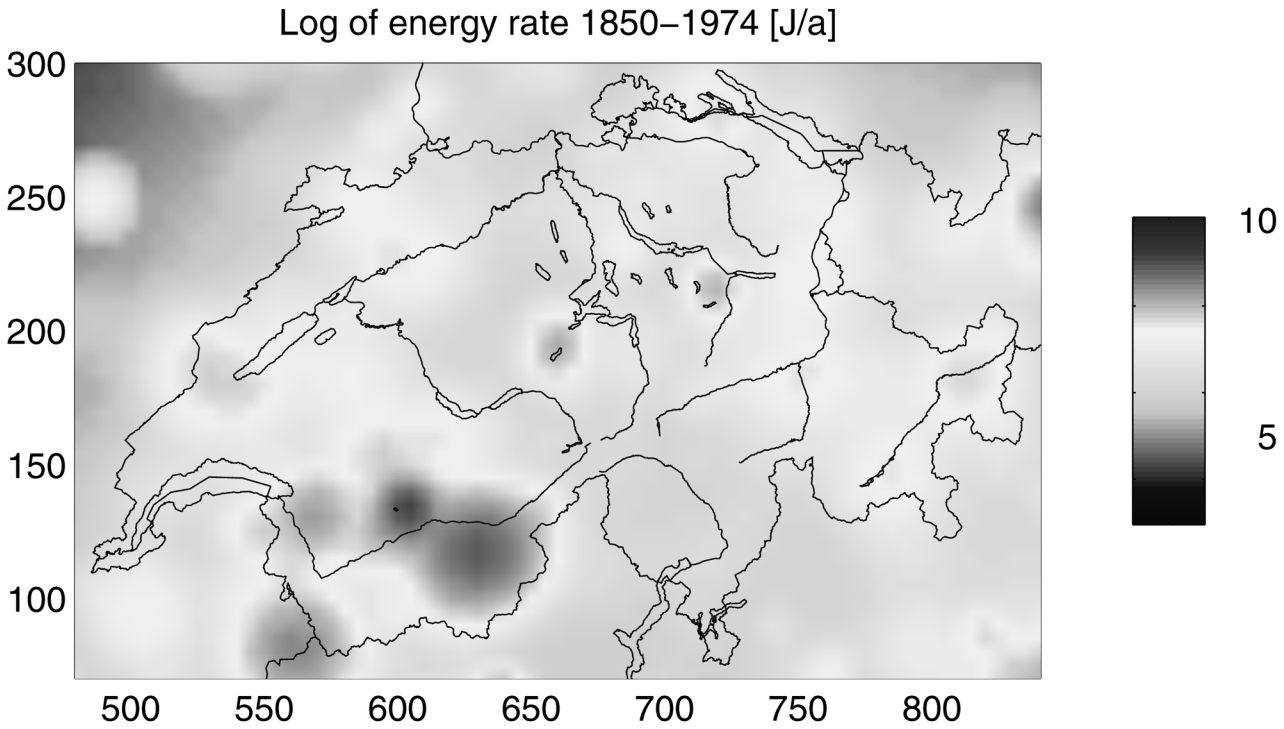
Die Gebäudeversicherung des Kantons Zürich war der erste Kantonale Gebäudeversicherer, der eine Erdbebendeckung anbot (seit 1975). Durch eine obligatorische Prämie von 0.05% wird seit 1975 ein spezieller Fond geäufnet, welcher die Schäden bei einem Erdbeben decken soll. Die übrigen 18 kantonalen Gebäudeversicherer gründeten 1978 den Schweizerischen Pool für Erdbebenversicherung, welcher eine partielle Erdbebendeckung auf freiwilliger Basis gewährt. Der Pool hat zur Zeit eine Erdbebenkapazität von 500 Millionen SFr. pro Ereignis.

Die 26 privaten Versicherungsgesellschaften schlossen sich 1980 zur Interessengemeinschaft zur Übernahme von Erdbebenschäden zusammen, welche zur Zeit eine freiwillige Leistung von 200 Millionen SFr. bei einem Ereignis ausschütten kann.

Sowohl die kantonalen Gebäudeversicherer wie auch die Privatversicherer werden erst zahlungspflichtig, wenn ein Erdbeben eine Intensität von VII (MSK-Skala) oder mehr erreicht. Reichen die zur Verfügung stehenden Deckungen nicht aus, um alle Schäden zu begleichen, werden die einzelnen Ansprüche proportional gekürzt. In Anbetracht des beträchtlichen Schadenpotentials bei einem Erdbeben in der Schweiz sind die heute zur Verfügung stehenden limitierten Versicherungsleistungen eindeutig ungenügend.

3 Erdbebenrisiko in der Schweiz

In der Schweiz ist im Schnitt etwa alle 10 Jahre mit einem Erdbeben der Magnitude 5 zu rechnen, einem Beben also, bei dem Schäden zu erwarten



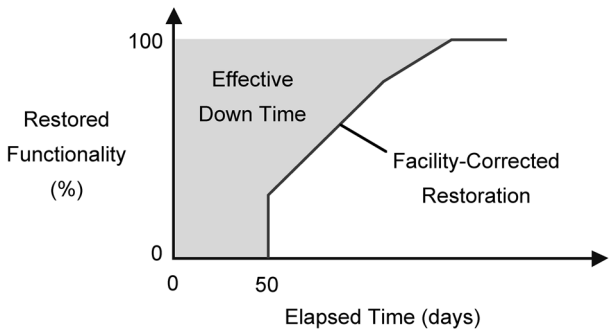
Figur 1: Die durch Erdbeben freigesetzte Energie als jährliche Rate dargestellt (aus Rüttener, 1995).

sind. Die Karte der durch Erdbeben freigesetzten Energie (Figur 1) zeigt deutlich, dass regionale Unterschiede in der seismischen Aktivität bestehen. Um zum eigentlichen Erdbebenrisiko zu kommen, muss neben der Gefährdung jedoch auch die Schadenempfindlichkeit eingeschätzt werden.

Wie komplex die Modellierung des Schadenausmasses ist, soll am Beispiel des Betriebsunterbruchs in Folge eines Erdbebens illustriert werden. Die Modellierung zielt dabei darauf ab, die effektive Ausfallzeit eines Betriebes abzuschätzen (vgl. Figur 2). In einem ersten Schritt wird der durch ein Erdbeben verursachte Schadengrad des Gebäudes bestimmt. Wenn keine Schadenerfahrung vorhanden ist, werden Standardschadenkurven herangezogen (vgl. Sauter und Shah, 1978). Aufgrund des Schadengrades werden in einem zweiten Schritt „Restoration Curves“ ermittelt (ATC-13), welche die Ausfallzeiten definieren.

Die Schadenerfahrung hat jedoch gezeigt, dass ein Betriebsunterbruch wesentlich von weiteren Parametern beeinflusst ist. Im Vordergrund steht dabei die Abhängigkeit eines Betriebes von Versorgungselementen wie Elektrizität, Wasser oder Gas, aber auch die Verfügbarkeit von für den Betrieb wichtigen Zulieferern, welche ebenfalls von einem Erdbeben betroffen sein könnten. Da diese Abhängigkeiten kaum modellierbar sind, wird eine Betriebsunterbruchversicherung in vielen Gebieten (zum Beispiel Japan) kaum angeboten und wenn doch, dann mit starken Einschränkungen.

Aber auch bereits die Schadenempfindlichkeit von Gebäuden ist nicht nur in der Schweiz mit erheblichen Unsicherheiten behaftet, da nur wenige Daten aus Schadenbeben zur Verfügung stehen. Eine gründliche Ueberprüfung der Schadenanfälligkeit von Gebäuden in der Schweiz wäre wünschenswert.



Figur 2: Modellierung des Betriebsaufalls infolge Erdbeben erfordert neben dem eigentlichen Ausfall des Betriebes eine Berücksichtigung der Abhängigkeit von Versorgungseinrichtungen (Lifelines) und Zulieferern.

4 Erdbeben-Risikoprämien

Um eine adäquate Risikoprämie für eine Erdbebenversicherung in der Schweiz zu bestimmen, muss sowohl die seismische Gefährdung wie auch die Schadenempfindlichkeit definiert werden. Die Erdbebengefährdung wurde von verschiedenen Autoren probabilistisch eingeschätzt (Sägesser und Mayer-Rosa, 1978, Rüttener, 1995) und bietet die

Grundlage zur Bestimmung der Frequenz von Erdbebenereignissen, auch wenn im Bereich längerer Wiederkehrraten noch beträchtliche Unsicherheiten bestehen. So zeigt zum Beispiel das 50% Konfidenzinterval für die Intensität VIII für Basel eine Wiederkehrrate zwischen 600 und 4000 Jahren (Rüttener, 1995).

Aufgrund weitgehend fehlender Schadenerfahrungen in der Schweiz muss auf Schadendaten aus vergleichbaren Regionen (z.B. Schwäbisch Alb Beben von 1978) zurückgegriffen werden. Die Tabellen 1 und 2 zeigen die Grössenordnung der Risikoprämien für einen Standort in Sion und Basel. Die Eintretenswahrscheinlichkeiten sind der Erdbebengefärdungstudie für die Schweiz (Rüttener, 1995) entnommen, die Schadengrade entsprechen den im Mittel zu erwartenden Schadenprozenten bei diesen Intensitäten.

MSK	Jahre	Schaden	Prämie
VI	30	0.5%	0.017%
VII	180	2.5%	0.014%
VIII	1000	11%	0.011%
IX	6000	28%	0.0047%
Tabelle 1: Erdbebenrisiko in Sion			0.045%

MSK	Jahre	Schaden	Prämie
VI	45	0.5%	0.011%
VII	300	2.5%	0.0083%
VIII	1200	11%	0.0092%
IX	6000	28%	0.0047%
Tabelle 2: Erdbebenrisiko in Basel			0.033%

Für einen Standort in Sion wäre somit eine Risikoprämie von 0.045% des Gebäudewertes, für Basel eine entsprechende Prämie von 0.033% ausreichend, um eine umfassende Deckung zu gewährleisten. Diese Prämien decken erst die reinen Risikokosten und nicht die zusätzlichen Kosten für Administration und Kapitaleinsatz.

Die Prämiensätze können wesentlich reduziert werden, wenn der Gebäudeeigentümer sich durch einen Selbstbehalt am Risiko beteiligt. Bei einem Selbstbehalt von 10% der Versicherungssumme reduziert sich der Prämiensatz um nahezu 60%.

Wie weit ein Erdbebentarif den regionalen Unterschieden in der Gefährdung Rechnung tragen soll und wie weit die Solidarität unter den Versicherten spielen soll, kann diskutiert werden. Da die regionalen Unterschiede in ähnlicher Grössenordnung sind wie die Unterschiede durch den Einfluss der lokalen Geologie (Fäh et al., 1997), könnte auch ein Einheitstarif für die ganze Schweiz in Betracht gezogen werden.

Im Rahmen der Risikoprävention wäre eine Abstufung des Tarifs nach Qualität des Bauwerkes, d.h. nach dessen Schadenanfälligkeit, vorzuziehen. Der präventive Nutzen darf jedoch nicht überschätzt werden, da in Anbetracht der doch geringen Prämie kaum Anreize zu verstärkenden baulichen Massnahmen geschaffen werden können. Eine Begünstigung guter Bauwerke durch einen niedrigeren Selbstbehalt ist vielleicht erfolgreicher.

5 Schlussfolgerung

Das bedeutende Erdbebenrisiko in der Schweiz wird von der Oeffentlichkeit kaum wahrgenommen, demzufolge ist auch der Versicherungsschutz ungenügend. Die wesentlichen Voraussetzungen für eine weitgehende Versicherungstechnische Abdeckung des Erdbebenrisikos in der Schweiz sind gegeben. Das Erdbebenrisiko ist quantifizierbar, wenn auch noch viele Fragen offen stehen und weitere Forschung notwendig ist. Die Risikoprämien sind von akzeptabler Grössenordnung, so liegen sie zum Beispiel für Basel bei ca. 0.015% bei einem Selbstbehalt von 10% der Versicherungssumme. Die internationalen Rückversicherungsmärkte wären bereit, entsprechende Erdbebenkapazitäten zur Verfügung zu stellen. Die Frage der möglichen Form einer Erdbebenversicherung in der Schweiz sollte daher unverzüglich angegangen werden, um bei einer kommenden Erdbebenkatastrophe bereits in Kraft zu sein.

6 Literatur

ATC-13 (1985): “Earthquake Damage Evaluation Data for California”. Applied Technology Council (ATC). Redwood City, California, 1985.

BZS, Bundesamt für Zivilschutz (1995): “KATANOS-Katastrophen und Notlagen in der Schweiz - Eine vergleichende Uebersicht”. Bern.

Faeh D., Rüttener E., Noack T. and Kruspan P. (1997): “Microzonation of the city of Basel”. Journal of Seismology, 1, 87-102.

Rüttener E. (1995): “Earthquake Hazard Evaluation for Switzerland”. Ph.D. Thesis ETH, Beiträge zur Geologie der Schweiz, Geophysik 29, 106pp.

Sägesser R. und Mayer-Rosa D. (1978): “Erdbebengefährdung in der Schweiz”. Schweizerische Bauzeitung, Zürich, 78/7, 3-18.

Sauter F.F. und Shah H.C. (1978): “Estudio de seguro contra terremoto (Study on insurance against earthquakes)”. Franz Sauter & Assoc. Ltd., San José, Cosa Rica.

Erdbebenvorsorge in der Schweiz: Die Verantwortung der Kantone

Andreas Koellreuter, Liestal

Einleitung

Bei Grossereignissen sind Wahrnehmung und Betroffenheit der Bevölkerung sehr unterschiedlich. Der Fahrzeugbrand im Mont Blanc-Tunnel, die Zugsentgleisung in Eschede oder der Flugzeugabsturz im Raum Zürich machten die Menschen anders betroffen als die Lawinenniedergänge in den Alpentälern, die Hochwasser in den Seeregionen oder die Sturmwinde im Jura und im Mittelland.

Warum diese unterschiedliche Wahrnehmung und Betroffenheit ?

Wenn Fahrzeuge, Züge oder Flugzeuge verunglükken, so wird den Menschen die Verletzlichkeit ihrer technischen Errungenschaften und der Mobilität bewusst. Sie nehmen dies aber nur solange wahr, als die Medien über diese Ereignisse berichten – also während einer sehr kurzen Zeit. Kaum jemand zieht seine Konsequenzen und verzichtet auf die Benutzung von Auto, Zug oder Flugzeug.

Wenn aber Schnee, Wasser oder Wind die Wohn- und Arbeitsstätten des Menschen bedrohen, so trifft es uns in unserer ureigenen Erfahrungswelt. Unsere "Wurzeln" sind über längere Zeit einer Gefahr ausgesetzt. Wir sehen die Bedrohung in der nicht beherrschbaren Natur. Um weitere Gefährdungen seines Lebensraumes abzuwenden, ist der Mensch bereit, Lawinenverbauungen und Hochwasserdämme zu errichten.

Und wie steht es mit der Wahrnehmung von Erdbeben?

Erdbeben in aller Welt werden bei uns durch eine zeitverzugslose und mit detaillierten Bildern angereicherte Berichterstattung der Medien wahrgenommen. Sie machen wegen der grossen Zerstörungskraft und den damit verbundenen menschlichen Leiden sehr betroffen. Erdbeben werden als von der Natur verursachte Schicksalsschläge hingenommen: sie sind nicht voraussehbar, nicht steuerbar und schon gar nicht beherrschbar.

Für die Bevölkerung der Schweiz kommt noch dazu, dass unsere Erfahrungswelt nicht von Erdbebenkatastrophen geprägt ist, liegt doch das letzte Erdbeben mit grösserem Schadensausmass schon über hundert Jahre zurück.

Wir Politiker sind Volksvertreter und somit ein Bestandteil des Volkes. Folgerichtig unterliegen wir der gleichen Wahrnehmung und Betroffenheit wie die Bevölkerung. Doch unser politisches Mandat verlangt, mit den zur Verfügung stehenden Ressourcen für das Wohl der gesamten Bevölkerung zu sorgen. Somit geraten wir in ein Spannungsfeld zwischen Wünschbarem und Machbarem.

Dieses Spannungsfeld und die bereits eingeleiteten und noch nicht eingeleiteten Massnahmen zur Erdbebenbewältigung werde ich mit drei Themen kurz aufzeigen.

Erdbebensicherung öffentlicher Bauten im Kanton Basel-Landschaft

Wenn ich als Politiker des Kantons Basel-Landschaft die Karte 3 "Gefährdungszonen Erdbeben" der SIA Norm 160 betrachte, so überkommt mich ein mulmiges Gefühl. Muss ich doch zur Kenntnis nehmen, dass ein grosser Teil unserer Bevölkerung in einer erhöhten Gefährdungszone lebt. Nur Kenntnis haben reicht mir aber nicht. Ich will auch wissen, welche Massnahmen wurden in meinem Kanton bereits getroffen und wo besteht noch Handlungsbedarf.

Im Jahre 1999 wurde zum Thema “Erdbebensicherheit” und Katastrophenvorsorge ein Überblick über die Aktivitäten in der Vergangenheit und der momentanen Situation in der Verwaltung des Kantons Basel-Landschaft erstellt. Diese Übersicht zeigte auf, dass sich viele Dienststellen der verschiedensten Direktionen mit der Thematik befassen.

So hat zum Beispiel das Amt für Bevölkerungsschutz eine Pilotstudie in Auftrag gegeben. In dieser Studie ging es darum, eine zuverlässige Beurteilung des Erdbebenverhaltens von Objekten mit vitaler Funktion zu erhalten. Auf Grund seismologi-

scher Standortstudien wurden für das Magazin des Kantonalen Chemiewehrstützpunktes und für das Magazin einer Stützpunktfeuerwehr aussagekräftige Beurteilungen erstellt. Es wurde uns aufgezeigt, dass das Erdbebenverhalten von Objekten nicht pauschal beurteilt werden kann. Sind doch der Einfluss der lokalen Geologie auf die Erdbebenanregung und die Qualität der Tragkonstruktion eines Gebäudes für das Schadensausmass bestimmend und dementsprechend überall unterschiedlich. Unterschiedlich ist auch das Ausmass der Massnahmen, welche durch solche detaillierte Studien ausgelöst werden könnten. Die Studien und die daraus folgenden möglichen Massnahmen erfordern für ältere Objekte einen erheblichen Finanzbedarf - einen Finanzbedarf der hauptsächlich auf die Minimierung einer Gefährdung, nämlich jener eines Erdbebens, ausgerichtet ist. Hier stehen wir wirklich in einem Spannungsfeld zwischen Wünschbarem, das der Verantwortung der Behörden sehr nahe kommt, und dem Machbaren, das nicht selten durch die Finanzlage und die Prioritätensetzung bestimmt wird.

Im Baubereich wird die SIA-Norm 160 durch die verantwortlichen Architekten, Planer und Behörden angewendet. Ihre Anwendung bei der Erstellung von Bauten trägt wesentlich zum Schutze und zur Vorsorge unserer Bevölkerung bei. So ist zum Beispiel der überwiegend grössere Teil der kantonalen Objekte, gemessen am Total der Gebäudeversicherungssumme von 1,5 Milliarden Franken, nach der SIA-Norm 160 erstellt worden. Dies betrifft konkret Life-Line-Objekte wie die Spitäler und die Alarmzentrale der Polizei Basel-Landschaft.

Handlungsbedarf besteht noch bei den Objekten der Bauwerksklasse II und III, die vor der Einführung der SIA-Norm erstellt wurden. Die Identifizierung dieser Objekte und deren Überprüfung der Erdbebensicherheit weist in unserem Kanton einen sehr bescheidenen Stand auf. Dies, weil auch die Mehrheit der Schulen, Verwaltungs- und Feuerwehrgebäude im Verantwortungsbereich der Gemeinden liegt. Es stellt sich die berechtigte Frage: wie aktivieren wir die öffentlichen Verantwortungsträger - und schlussendlich auch die Steuerzahler - um den Forderungen gerecht zu werden.

Noch ein Wort zu den privaten Bauwerksbesitzern. Die Verantwortung für die Erdbebensicherheit von Wohnbauten sowie von industriellen und gewerblichen Bauten liegt bei den einzelnen Besitzern respektive Bauherren. So hat zum Beispiel die Basler Chemie mit den Behörden eine Vereinbarung getroffen, nach welcher sie ihre Bauwerke nach SIA- Norm 160 und ESCIS-Heft 11 ("Behelf zur Ermittlung der Erdbebensicherheit von Bauten und Anlagen der Chemischen Industrie" der Expertenkommission für Sicherheit in der Chemischen Industrie der Schweiz) klassieren und überprüfen lassen sowie nötigenfalls Massnahmepläne einreichen will.

Erdbebensicherung von Kulturgütern

Gesellschaft und Behörden haben erkannt, dass die Erhaltung des kulturellen Erbes der Völker von grosser Bedeutung ist, seien es Kunstwerke von historischem oder künstlerischem Interesse oder Bau-, Kunst- und geschichtliche Denkmäler kirchlicher oder weltlicher Art. Alle diese Kulturgüter sind durch geeignete vorsorgliche Massnahmen vor Zerstörung zu schützen.

Diese Erkenntnis beruht allerdings auf den Erfahrungen der gewaltigen zerstörerischen Waffenwirkungen der neuzeitlichen Kriege. Mit dem Haager Abkommen vom 14. Mai 1954 verpflichteten sich viele Staaten - darunter auch die Schweiz - Kulturgüter bei bewaffneten Konflikten zu schützen.

Die Massnahmen zum Schutze des kulturellen Erbes werden bereits in Friedenszeiten geplant und ausgeführt. Diese Massnahmen, die auf den bewaffneten Konflikt ausgerichtet sind, erweisen sich auch nützlich für die vorsorglichen Massnahmen im Bereiche des Katastrophenschutzes.

Die Zivilschutzorganisationen unseres Landes erbringen, gestützt auf ein Bundesgesetz, einen Grossteil der Inventarisierung, der Erstellung der Sicherstellungsdokumentation und der Evakuationsplanung von öffentlichem Kulturgut. Für die 8200 Kulturgüter von nationaler und regionaler Bedeutung werden für die Sicherstellungsdokumentation gesamtschweizerisch jährlich zwei bis drei Millionen Franken ausgegeben. Denn die Sicherstellungsdokumentation erlaubt eine Restaurierung oder Rekonstruktion des beschädigten oder zerstörten Kulturgutes.

Die Gemeinden nehmen mit ihren Kulturgüterschutzspezialisten des Zivilschutzes seit Jahren die Verantwortung für die Inventarisierung wahr. Hingegen besteht bei den Besitzern und den kantonalen Denkmalpflegeämtern bezüglich der Überprüfung der historischen Bauten auf ihre Verletzlichkeit durch Erdbeben noch grosser Handlungsbedarf.

Im Bereiche der baulichen Massnahmen zur Erdbebensicherung von historisch wertvollen Bauten öffnet sich ein Spannungsfeld zwischen Wünschbarem und Machbarem.

Einerseits soll durch bauliche Massnahmen die Verletzlichkeit eines Baudenkmales gemindert werden, andererseits gilt es, die Substanz - zum Beispiel historische Stukkaturen, Dachkonstruktionen oder Malereien – ungeschmälert zu erhalten. Deshalb ist es angezeigt, im konkreten Einzelfall die

Massnahmen abzuwägen, um dem obersten Ziel – der fachgerechten Erhaltung des kulturellen Erbes – gerecht zu werden.

Fraglich ist auch die Schaffung von finanziellen Anreizen für die Besitzer von Kulturgütern, um die Erdbebensicherung ihrer bestehenden Bauwerke zu forcieren. Reicht doch die Spanne der möglichen Geldempfänger von der Eidgenossenschaft bis zum Privaten. Kommt hinzu dass diese Bauwerke nicht in jedem Falle der Öffentlichkeit, und somit dem Steuerzahler, zugänglich sind.

Ich vertrete eher die Auffassung, dass die Erdbebensicherung bestehender historischer Bauten in Eigenverantwortung der Besitzer und ohne staatlichen Druck zu erfolgen hat.

Katastrophenbewältigung

Durch die vorsorglichen Massnahmen für die Katastrophenbewältigung kann das Erdbebenrisiko nicht beeinflusst werden. Hingegen sind alle diese Massnahmen für eine effiziente Ereignisbewältigung und eine Minimierung der Sekundär- und Folgeschäden von grosser Bedeutung.

Ergänzend zu den Mitteln für die Bewältigung der alltäglichen Unfälle und Ereignisse halten die Gemeinden und Kantone Organisationen für den Fall von Katastrophen bereit. Die für solche Fälle wohl wichtigsten Organisationen auf Stufe Gemeinden und Kantone sind die Führungsstäbe und der Zivilschutz. Bei einem Erdbeben werden die zivilen Behörden auch auf Leistungen der Armee und der kantonalen und internationalen Nachbarn zurückgreifen können. Damit werden für die Bewältigung einer erdbebenbedingten Schadenslage genügend Material und Personal zur Verfügung stehen.

Ob alle diese Formationen nach erdbebengerechten Einsatzkonzepten arbeiten und eine einsatzorientierte Ausbildung mitbringen, stelle ich in Frage. Gerade in diesem Ausbildungsbereich tun sich die politisch Verantwortlichen schwer, Finanzmittel für eine erdbebenorientierte Ausbildung zuzusprechen. Transportunfälle, Hochwasser und Erdrutsche sind häufiger und begreifbarer als eine grosse Schadenslage durch ein Erdbeben.

Von zentraler Bedeutung ist, dass bei einer Katastrophenbewältigung die Führungsorgane und Einsatzdienste ihre Aufgaben mit möglichst wenig Einschränkungen erfüllen können. Das bedeutet primär, dass Rettungs- und Versorgungsachsen sowie Kommunikationseinrichtungen funktionsfähig bleiben. Sekundär wird verlangt, dass ausgewählte Life-Line-Objekte ihre Aufgaben und Funktionen nach einem Erdbeben weiter erfüllen. In diesem Bereich sind die politischen Verantwortungsträger laufend gefordert, denn wenn eine Schadenslage eintritt, so wird von der Bevölkerung eine effiziente Bewältigung erwartet.

Zuversichtlich bin ich im Bereich der Instandstellung und des Wiederaufbaus. Unsere Wirtschaft mit ihren Planern, Produzenten und Dienstleistern wird in der Lage sein, die Schäden und Zerstörungen nach einem Erdbeben rasch zu beheben, sind doch auch sie sehr daran interessiert, den volkswirtschaftlichen Schaden so gering wie möglich zu halten.

Zusammenfassung

Statistisch gesehen sind in unserem Lebensraum technisch- und naturbedingte Katastrophen regelmässig alle wenigen Jahre zu erwarten. Ein Erdbeben mit grossem Schadensausmass wird hingegen nur einmal in mehreren hundert Jahren erwartet. Das heisst, das kollektive Risiko nimmt mit geringerer Eintretenshäufigkeit ab.

Die Bevölkerung orientiert sich an Vertrautem, also an den Ereignissen der jüngeren Vergangenheit. Die verantwortlichen Behörden der Gemeinden und Kantone müssen aber ihren Blick auf das ganze Spektrum der massgebenden Bedrohungen richten. Ihre Verantwortung hört nicht beim Bereitstellen von Feuerwehren für das Löschen eines Dachstockbrandes auf. Es kann aber auch nicht die Lösung sein, dass sich die behördlichen Anstrengungen einseitig auf die seltenen Ereignisse, also auch auf Erdbeben, ausrichten.

Die tatsächliche Ausrichtung der Anstrengungen geschieht im Spannungsfeld zwischen der Verantwortung der Behörden und der Tragfähigkeit der vorbeugenden und vorsorglichen Massnahmen bei der Bevölkerung.

Wir haben im Kanton Basel-Landschaft nach dem Chemieereignis "Schweizerhalle" hautnah erfahren, welche Signalwirkungen Grossereignisse auf die Gesellschaft haben, wenn es darum geht, das Eintreten weiterer solcher Ereignisse durch geeignete Massnahmen zu verhindern oder mindestens zu minimieren. Wir erfahren aber auch, wie diese Signalwirkungen mit jedem ablaufenden Jahr ohne Grossereignis seit Schweizerhalle verblassen. Wir erleben, wie damals eingeleitete Massnahmen, unter dem Druck der spärlicher werdenden Finanzmittel, hinterfragt werden. Betroffenheit und Wahrnehmung haben sich verändert.

Darum ist es wichtig, dass die Behörden das Wünschbare, das Machbare und die Restrisiken verhältnismässig und weitsichtig beurteilen.

Concept de protection parasismique en Valais

Jean-Jacques Rey-Bellet et Jean-Daniel Rouiller, Sion

1 Population et industrie

A la fin des années nonante le Valais compte 275'000 habitants dont 175'000 domiciliés dans la plaine du Rhône. Si l'on prend en compte les pendulaires habitant les coteaux et vallées latérales, ce dernier chiffre passe à 225'000 les jours ouvrables. En d'autres termes, le Valais c'est six grandes agglomérations dont la population de jour varie entre 15'000 et 60'000 personnes suivant les sites. Relevons aussi que la population du Valais double lors des pointes d'occupation touristique.

En plus des barrages hydroélectriques (volume total de retenues: 1,5 milliards m^3), le Valais c'est aussi l'un des trois sites industriels occupant chacun plusieurs milliers de personnes tels Lonza à Visp, Alusuisse à Sierre et Novartis à Monthey et dont l'endommagement par un séisme majeur pourrait avoir des conséquences économico-écologiques non négligeables.

2 Le risque sismique en Valais

Les épicentres des principaux séismes historiques qui ont touché le Valais depuis 1755 sont les régions de Brig-Visp (1755, 1855, 1924) Martigny-Chamonix (1905), Martigny-St-Maurice (1915) et Sion-Sierre (1946). Le tableau 1 montre que la moitié des plus forts séismes enregistrés en Suisse entre 1850 et 1971 se sont produits en Valais. Une compilation des séismes enregistrés au cours des derniers 25 ans indique que le Valais et les Grisons ont l'activité sismique la plus forte. Une étude commandée en 1978 au service sismologique suisse par les constructeurs de centrales nucléaires montre qu'un séisme avec une intensité VIII - IX sur l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) est probable en Valais avec une période de retour de 400 ans. Selon cette étude le Valais a 3 à 4 fois plus de risque de subir un séisme majeur que les cantons du Plateau suisse.

Les tremblements de terre de Mexico (1985) et surtout celui de Kobé (1995) ont mis en évidence l'importance de l'effet de site en tant que facteur pouvant fortement aggraver l'effet destructeur d'un séisme. Or la plaine du Rhône est constituée d'alluvions déposées sur un substratum rocheux en forme de « V », situation qui risque a priori d'influer négativement sur l'intensité et la durée d'un séisme. Lors de l'événement de 1946, l'affectation entièrement agricole de la plaine du Rhône n'a pas permis de mesurer les conséquences de l'effet de site sur le bâti. Certaines prises de vue de l'époque tendent cependant à démontrer qu'il y a bel et bien eu liquéfaction en certains endroits (cf. photo). Le boum économique des années cinquante à septante a entre temps fortement urbanisé et industrialisé cette plaine. Dans l'optique d'une prévention efficace, la prise en compte de l'effet de site devient dès lors primordiale dans le concept de protection contre les effets d'un séisme majeur Valais.



Photo 1: Indices de liquéfaction du sol près de Granges après le séisme de Sierre (janvier 1946)

Année	Date	Région épicentrale	Intensité
1853	11 août	Soleure, Aaretal	VII
1855	25 juillet	St. Niklaus, Vispertal	IX
1855	26 juillet	St. Niklaus, Vispertal	VIII
1855	28 juillet	St. Niklaus, Vispertal	VII
1855	28 octobre	St. Niklaus, Vispertal	VII
1857	28 août	Tarasp. Vulpera	VII
1874	1er décembre	Zermatt, Vispertal	VII
1880	4 juillet	Brigue, Haut-Valais	VII
1881	27 janvier	Berne	VII
1881	25 novembre	Monthey	VII
1885	13 avril	Zweisimmen, Simmental	VII
1898	22 février	Frutigen, Kandertal	VII
1898	14 juin	Sargans, Vaduz	VII
1905	29 avril	Chamonix, Martigny	VII
1905	13 août	Chamonix, Martigny	VII
1905	25 décembre	Churwalden, Thusis	VII
1910	26 mai	Delémont	VII
1915	25 août	Martigny, St-Maurice	VII
1924	15 avril	Brigue, Vispertal	VII
1925	8 janvier	Orbe, Yverdon	VII
1929	1er mars	Molondin, Donneloye	VIII
1933	12 août	Moudon	VII
1946	25 janvier	Col du Rawyl, Valais Central	VIII
1946	26 janvier	Col du Rawyl, Valais Central	VII
1946	30 mai	Sierre, Sion	VII
1960	23 mars	Brigue, Vispertal	VII
1964	17 février	Sarnen, Kerns	VII
1964	14 mars	Sarnen, Kerns	VII
1971	29 septembre	Näfels, Mollis, Glaris	VII

Tableau 1: Séismes d'intensité ≥ VII échelle MSK ayant causé des dommages en Suisse de 1850 à 1971 [tiré du rapport de gestion 1993 du Pool suisse pour la couverture des dommages sismiques]

3 Concept de protection contre un séisme majeur

3.1 Cadre technique et institutionnel

Le concept de protection part du constat que dans l'état actuel des connaissances scientifiques, il est illusoire de compter sur un système de prévision et que dans ce domaine la prévention ne peut s'appuyer que sur la résistance sismique des constructions.

Puisqu'il n'existe, contrairement aux autres dangers naturels, aucune base légale fédérale en matière de prévention sismique, la protection contre les effets d'un séisme majeur est (pour l'instant du moins...) l'affaire des cantons. La législation fédérale n'autorise en effet la Confédération à sub-

ventionner le renforcement d'ouvrages que lorsqu'ils relèvent de sa compétence (routes nationales, bâtiments fédéraux, grands barrages, etc.). Pour tout ce qui a trait aux études et assainissements parasismique d'objets de compétence cantonale, communale ou privée, les offices fédéraux se limitent à mettre à disposition des cantons les études de base, travaux de recherche et recommandations diverses en matière de prévention (méthodes d'analyse, normes, guides techniques, etc.).

Relevons enfin que nous nous trouvons dans ce cas précis en situation anormale puisque, comme c'est le cas pour les autres dangers naturels, le concept général de protection devrait être donné par la Confédération.

3.2 Lignes directrices

Le concept cantonal de protection passe nécessairement par la prise en compte de mesures contraignantes qui seront proportionnelles à la valeur vitale ou économique de l'ouvrage à protéger. Mis à part l'assainissement à court terme des ouvrages LIFELINE existants - dont la liste exhaustive est en cours d'établissement - le Canton vise à protéger à moyen et long terme la population aussi bien dans l'environnement public que privé. S'il est relativement facile et faiblement onéreux d'intervenir au stade des projets de construction, les mesures d'assainissement du bâti existant rencontrent un obstacle majeur : le coût relativement élevé de ce type d'intervention.

Le concept de protection adopté par le Canton suit le processus ci-après :

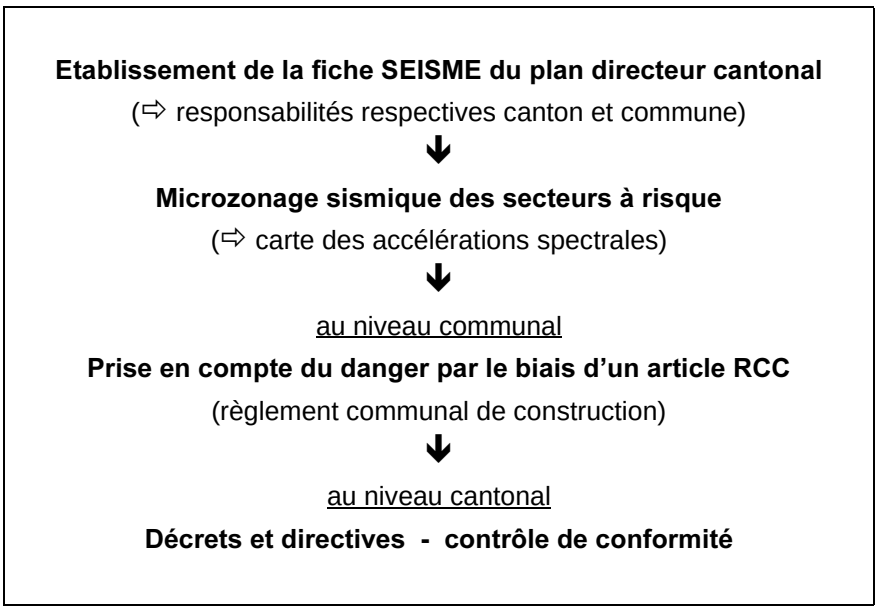


Figure 1: Processus du concept de protection parasismique

3.3 Cellule catastrophe (CECA)

En cas de séisme majeur, la CECA est l'organe appelé à organiser les secours et gérer la période de crise. La CECA est un groupe permanent chargé de tâches de planification et de mesures urgentes.

En matière de risque sismique elle a notamment la charge d'approuver les plans de circulation sécurisés à l'intérieur comme à l'extérieur des agglomérations.

4 Le programme SEISMOVAL

L'ensemble des actions visant à mettre en place le concept de protection est regroupé sous le nom de programme SEISMOVAL. Afin de le rendre opérationnel dans les meilleurs délais, il a été décidé d'agir simultanément à plusieurs niveaux.

Vu le peu d'expérience acquise aussi bien en Suisse qu'en Europe dans le domaine de la prévention sismique, le Canton s'est vu obligé d'aller de l'avant en menant ses propres projets-pilotes pour la mise au point d'une méthodologie d'évaluation rapide de la résistance parasismique d'un bâtiment [2] ainsi que d'une méthode de MICROZONAGE qui soit directement utile à l'ingénieur [3].

4.1 Etude de base

Par les contributions de ses différents intervenants, le projet SISVAL (1993-98) a permis de faire le point des connaissances sur l'aléa sismique régio-

nal du Valais (valeurs MSK) et en matière de sismotectonique. Selon les lieux le phénomène d'effet de site a été analysé en terme de fréquence/amplification ou de facteur de correction d'intensité sismique. Certaines mesures réalisées ont été directement utiles aux projets-pilotes ou aux expertises d'hôpitaux. Ce projet a été financé par la Confédération et les cantons dans le cadre de la Décennie internationale de l'ONU pour la prévention des catastrophes naturelles ainsi que par le programme national de recherche PNR31.

4.2 Collaborations externes

Afin de pouvoir valider au fur et à mesure les résultats acquis dans le cadre des études-pilotes, le Canton collabore avec le GRESIS (Labo de géophysique interne et tectonophysique de l'Université de Grenoble) dans le cadre d'ateliers expérimentaux sur le risque sismique. Il est à relever que pour ce type de danger naturel la région grenobloise se situe dans un contexte géologique similaire au Valais. D'un autre côté, par le biais de la PLANAT, le géologue cantonal travaille avec l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) qui est l'organe fédéral en charge pour tout ce qui a trait au risque sismique.

Pour les travaux d'expertise comme pour la préparation de normes techniques et documents divers s'y rapportant, le département cantonal des transports, de l'équipement et de l'environnement (DTEE) s'est entouré d'experts membres du SGEB (groupe spécialisé de la SIA en matière de génie parasismique).

4.3 Manuels techniques

A la demande du Canton le Centre de recherche sur l'environnement alpin (CREALP) a publié dans sa série « dangers naturels » un GUIDE DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE à l'intention des communes, bureaux techniques et collectivités publiques ou privées qui s'intéressent au problème du dimensionnement parasismique des bâtiments [1]. Cet ouvrage ne remplace en aucun cas la norme SIA 160. Il souhaite simplement souligner les principes de base incontournables dans ce domaine.

Dans le même ordre d'idée un groupe de bureaux travaille, sous la direction du Prof. H. Bachmann de L'EPFZ-IBK, sur un exemple de dimensionnement en capacité (KAPAZITÄTSBEMESSUNG) appliquée à un bâtiment type. Ce cas pratique sera également publié par le CREALP.

4.4 Etudes-pilotes

Avec l'appui de bureaux spécialisés le Canton a réalisé deux études-pilotes. L'une, liée à l'inventaire cantonal du réseau vital, a porté sur l'établissement d'une FICHE D'EVALUATION SISMIQUE des bâtiments [2] qui permet sur la seule base des plans de procéder à une appréciation sommaire aussi bien qualitative que quantitative de la sécurité structurale et de l'aptitude au service après un séisme.

Les zones d'activité humaine de la région de Brig-Visp ont fait l'objet d'une étude-pilote de MICROZONAGE [3]. Le produit final de ce travail consiste en une carte des accélérations spectrales de la région. En matière de risque sismique cette carte est appelée à se substituer à la carte de danger traditionnelle telle qu'elle a été développée pour les autres types de danger naturel. Une fois qu'elle aura subi une validation par des experts externes, la méthode de MICROZONAGE de Brig-Visp sera appliquée aux cinq autres agglomérations de plaine ainsi qu'à des sites d'altitude présentant des particularités géologiques similaires. Relevons que par rapport à d'autres cette méthode a le grand avantage de donner directement à l'ingénieur constructeur un spectre de réponse individualisé pour chaque type de terrains rencontré dans la zone d'étude.

4.5 Inventaire cantonal et fiche du plan directeur

Le développement et l'application de la fiche d'évaluation sismique susmentionnée ont été réalisés dans le cadre de l'inventaire cantonal des éléments du réseau vital (hôpitaux, centres d'intervention et de secours, postes de commandement, ponts, etc.). Cet inventaire a porté sur plus de septante bâtiments [2]. Il est un outil de gestion pour sélectionner les bâtiments à renforcer.

Quant à la fiche de coordination « séisme » du plan directeur, elle devrait entrer en vigueur cette année encore. Un article type de règlement de construction communal lié à la carte des accélérations spectrales accompagnera la fiche.

4.6 Directives et loi cantonale

Le Canton planche sur une première directive cantonale qui tiendra compte de l'EUROCODE 8 ainsi que de l'effet de site. Les trois classes d'ouvrages utilisées dans la norme SIA seront adaptées au besoin du canton. Une série de directives, voire une loi spécifique, permettront de rendre contraignantes les mesures constructives adéquates.

4.7 Renforcement des bâtiments LIFELINE

Les six hôpitaux du réseau cantonal de soins aigus ont subi une expertise sismique. Chacun devra subir un renforcement parasismique dont le coût varie de 1 à 10 millions de francs.

Le bâtiment de la police cantonal qui héberge la centrale de télécommunication et d'engagement des secours a été l'objet en 1999 d'un renforcement parasismique d'une valeur totale de quelque 5 millions de francs.

4.8 Stabilisation du rocher d'Ardon

En déclenchant l'éboulement du Six-des-eaux-froides, le tremblement de terre de 1946 a démontré qu'il y avait lieu de prendre en compte ce type de danger dans le cadre de la prévention sismique. Dans ce contexte, un projet de stabilisation d'un rocher qui menace le centre du village d'Ardon est en cours de réalisation.

4.9 Action sur le plan fédéral

Malgré le semi-échec de la motion Epiney (transformée en postulat en juin 2000 par le Conseil national), le Canton envisage de poursuivre ses interventions aux Chambres fédérales dans le but d'obtenir une modification de la Constitution permettant de prendre en compte le risque sismique au même titre que les autres dangers naturels.

5 Travaux à ce jour

Les travaux réalisés à ce jour avec leurs coûts respectifs sont résumés dans le tableau 2.

6 Travaux à court terme

D'ici 2003:

- les directives cantonales en matière de protection parasismique seront opérationnelles;
- les cartes d'accélérations spectrales des principales agglomérations et zones industrielles seront établies;
- les nouvelles constructions et ouvrages d'art de catégories III, II et I seront soumises aux directives;
- chaque agglomération aura établi un plan de circulation sécurisé (libre accès aux hôpitaux, libre sortie des centre d'intervention et de secours, etc.) en cas de séisme majeur;
- chaque commune sise en zone à fort effet de site aura mis sur pied un programme de sensibilisation sur le comportement de la population en cas de séisme majeur.

D'ici 2005, les constructions et ouvrages d'art récents de catégories III et II auront été expertisés. En même temps devrait débuter un programme systématique de renforcement des bâtiments et ouvrages d'art en fonction des priorités et des disponibilités financières.

Description des travaux	Mandataires	Coût [KFr]
Renforcement du bâtiment de la police cantonale	A. Bornet. P. Cagna, CERT, Résonance, P. Tissières	5'000
Expertise des 6 hôpitaux de soins aigus + coûts assainissement	Basler & Hofmann, KBM, Résonance, P. Tissières	400
Guide de construction parasismique	Bonnard & Gardel, KBM, F. Franzetti, Résonance, P. Tissières	70
Inventaire RESEAU VITAL VALAISAN	Bonnard & Gardel Schneller, Ritz & Partner	125
Seismische Mikrozonierung der Region Brig-Visp	Résonance, Rovina Partner, P. Tissières	175
Fiche « séisme » du plan directeur	SAT, géologue cantonal	-
Expertises de divers bâtiments publics	SBMA, architecte cantonal	-

Tableau 2: Programme SEISMOVAL - Travaux réalisés au cours de la période 1996-2000

Ouvrages et rapports de références

N.B.: Ces ouvrages sont tout ou en partie consultables, voire téléchargeables sur le site www.crealp.ch

[1] Bonnard & Gardel Ing.-conseils SA., Franzetti F. bureau d'architecture, KBM SA bureau d'ing., Résonance Ing.-conseils SA, P. Tissières bureau d'ing.: «la séismicité en Valais - Guide de construction parasismique». Edition française et allemande dans série jaune (dangers naturels) du CREALP, 40 p., 2000.

[2] Bonnard & Gardel Ing.-Conseils SA, Ingenieurbüro Schneller, Ritz & Partner AG: «Inventaire des bâtiments et ouvrages du réseau vital valaisan - Analyse préliminaire des bâtiments». Rapport inédit à l'intention de l'Etat du Valais, 2000.

[3] Résonance Ing.-conseils SA, Geologiebüro Rovina & Partner AG, P. Tissières bureau d'ing.: «Praxisbezogene seismische Mikrozonierung der Region Brig-Visp (Wallis)». Unveröffentlicher Bericht für Staat Wallis, 65 Seiten, 2000.

Erfahrungen mit der Erdbebensicherung von öffentlichen Gebäuden

Fritz Althaus, Aarau

1 Was sind öffentliche Gebäude?

Die öffentlichen Gebäude eines grossen Kantons wie des Aargaus sind in Art und Anzahl viel umfangreicher, als man es sich normalerweise vorstellt. Das Spektrum erfasst alle Bauten, die der Kanton zur Erfüllung seiner Aufgaben braucht, aber auch Bauten ohne eine staatliche Nutzung. Letztere Kategorie umfasst vor allem historische Komplexe, die einen wesentlichen Bestandteil unseres kulturellen Erbes darstellen.

Der Gebäudebestand des Kantons Aargau kann grob in folgende Kategorien eingeteilt werden:

- Bürobauten für die kantonale Verwaltung und die Bezirksstellen
- Bauten für die Polizei, Militär und Zivile Verteidigung
- Werkhöfe für den Unterhalt von Wald, Gewässer, Naturschutzgebieten und Strassen
- Bauten für kulturelle Institutionen wie Kunsthaus und Kantonsbibliothek
- Historische Bauten wie Schlösser, Burgen, Klosterkirchen und Klöster
- Bauten für Justizbehörden, Untersuchungshaft und Strafvollzug
- Bauten für Bildungs- und Schulwesen

  Fachhochschulen
  Gymnasien
  andere Kantonale Schulen
- Bauten für das Gesundheitswesen

Die aufgeführten Kategorien umfassen im Aargau einen Bestand von Total ca. 500 Gebäuden verschiedenster Art und Grösse, mit einem gesamthaften Versicherungswert von ca. Fr. 2 Mia. Sie sind in einer Datenbank erfasst, die nicht nur die Kennzahlen und -daten erfasst, sondern auch Auskünfte über den Gebäudezustand beinhaltet und somit die Basis für die Budgetierung des jährlichen Gebäudeunterhalts liefert.

2 Vorgehen betreffend der Erdbebensicherheit im Kanton Aargau

Die Abteilung Hochbau, als verantwortliches Baufachorgan für die Gebäude im Staatsbesitz, wurde 1995 durch einen Bauingenieur auf die Thematik der Erdbebensicherheit, als Folge der überarbeiteten Norm SIA 160 für Tragwerke der Gebäude, aufmerksam gemacht. Da Umfang und Auswirkungen auf Bauten, die vor 1989 respektive 1972 erstellt worden sind, nicht klar ersichtlich und abschätzbar waren, wurde entschieden, zwei Hochhäuser durch zwei Bauingenieurbüros betreffend die Erdbebensicherheit untersuchen zu lassen. Im Frühling 1996 lagen die entsprechenden Berichte vor.

Die Resultate waren in jeder Beziehung beunruhigend. Ohne in die Details zu gehen, wurde angedeutet, dass bei einem Erdbeben der Einsturz der Gebäude oder mindestens Teile davon nicht ausgeschlossen werden könnte, und dass wahrscheinlich Ertüchtigungsmassnahmen in Millionenhöhe notwendig wären.

Angesichts dieser Lagebeurteilung und in Anbetracht der grossen Anzahl von Bauten, die vor 1989 erstellt worden waren, mussten sofort Überlegungen betreffend das weitere Vorgehen gemacht werden. Hochrechnungen nach diesen ersten Untersuchungen zeigten einen finanziellen Aufwand, der im Rahmen der zur Verfügung stehenden Kredite für Neubau- und Umbauvorhaben nicht zu verkraften, aber auch nicht zu verantworten wäre. Die Sorgfaltspflicht der Gebäudeverantwortlichen ruft in einer solchen Situation nach einer umfassenden Abklärung und - wenn nötig - auch nach der Sicherstellung der notwendigen Kredite.

Es war daher dringend notwendig, eine Methode der Risikobeurteilung zu finden, um Investitionen zur Erdbebenertüchtigung nur dort zu tätigen, wo sie absolut notwendig, verhältnismässig und verantwortbar sind.

Aus dieser Situation heraus wurde Kontakt zu Professor Jörg Schneider vom Institut für Baustatik und Konstruktion an der ETH Zürich geknüpft. Es zeigte sich rasch, dass mit Professor Schneider ein überaus verständiger Spezialist und Partner gefunden werden konnte, der mit seinem analytischen und pragmatischen Vorgehen wesentlich zur Beruhigung der Situation, weg von Unsicherheit und hin zu raschen, vertretbaren Lösungen geführt hat.

Von den rund 500 Gebäuden des Kantons wurden in einer ersten Stufe ca. 130 näher untersucht. Es mag vielleicht erstaunen, dass nur ca. ein Viertel des Bestandes einbezogen wurde.

Folgende Gebäudegruppen wurden nicht untersucht:

- Kleinobjekte und Lagerhäuser mit einem Versicherungswert unter Fr. 1 Mio.
- Objekte, die nach 1989 erstellt worden sind, in der vielleicht trügerischen Annahme, sie erfüllen die gültigen SIA-Normen
- Historische Bauten, auch wenn sie Publikumsverkehr haben, weil die Chancen, mit verhältnismässigen Mitteln eine Verbesserung zu realisieren, sehr klein sind
- Gebäude, die in den letzten Jahren umfassend renoviert und saniert worden sind

Es wird in einer weiteren Phase zu entscheiden sein, ob mit dem Risiko für historischer Bauten, wie Schlösser, Burgen und Klosterkirchen gelebt werden kann, oder ob allenfalls Einschränkungen für die öffentliche Nutzung gemacht werden müssten. Das wiederum würde allerdings den Stellenwert und die Bedeutung dieser im Aargau wesentlichen Kulturgüter in Frage stellen.

3 Probleme und Erfahrungen der verantwortlichen Stelle

Die Einsicht, dass die Erdbebensicherheit der kantonalen Gebäude - zumindest in einer ersten Phase - zu untersuchen ist, darf nicht nur bei den verantwortlichen Baufachleuten bleiben, sondern muss mit stichhaltigen Argumenten und einer gewissen Nachhaltigkeit bei den Planern, in der Verwaltung, wie im politischen Umfeld weitergegeben werden. Da das Thema des Erdbebenrisikos in der Schweiz bis in die letzten Jahre wenig, oder sogar nicht thematisiert worden ist, musste das notwendige Verständnis zuerst geweckt werden. Folgende Punkte spielten dabei eine wesentliche Rolle:

- Bedeutung und Umgang mit der Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Erdbebens und seinem möglichen Schadenausmass
- Übersicht von weniger oder stärker gefährdeten Regionen
- Wecken des notwendigen Verständnisses für eine Thematik, die in den letzten Jahrzehnten bei uns keine Bedeutung hatte.
- Todesfallrisiken und Rettungskosten

In einer solch schwierigen Ausgangslage ist es für einen Bau-Verantwortlichen wichtig, das Umfeld mit Vorgesetzten, Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern, Planungsfachleuten und Politiker so zu sensibilisieren und so zu informieren, dass die Thematik mit dem notwendigen Ernst bearbeitet wird, ohne aber die Situation zu dramatisieren. Dabei spielen Risikovergleiche und Wertungsfragen eine entscheidende Rolle, für die die folgenden Tabellen sehr nützlich waren.

Eintretenshäufigkeit und Schadenausmass möglicher Erdbeben in der Schweiz			
Ausmas-Klasse	**Eintretenshäufigkeit von Erdbeben**	**Schadenausmass**	**Beispiel**
AK1	10 Jahre	bis Fr. 30 Mio. Sachschaden 7 Physisch Geschädigte	Glarus 1971 Sarnen 1964 Brig 1960
AK2	50 - 100 Jahre	300 Physisch Geschädigte 1000 Unterstützungsbedüftige bis Fr. 1 Mia. Sachschaden	Rawil 1946 Solothurn 1853 Buchs 1796
AK3	400 Jahre	2'500 Physisch Geschädigte 15'000 Evakuierte 80'000 Unterstützungsbedüftige bis Fr. 10 Mia. Sachschaden	Vispertal 1855
AK4	1'000 Jahre	20'000 Physisch Geschädigte 70'000 Evakuierte 400'000 Unterstützungsbedüftige Fr. 50 Mia. Sachschaden	Basel 1356

Mittlere Todesfallrisiken pro Jahr und pro 100'000 Personen	
400	20 Zigaretten pro Tag
300	1 Flasche Wein pro Tag
150	sportl. Motorradfahren
100	Deltafliegen als Hobby
20	Autofahren (20-24 jährige)
10	Fussgänger, Haushalt
10	10'000 km Fahrt im PW
5	Bergwandern
3	10'000 km Autobahn
1	Flugzeugabsturz pro Flug
1	Brand in Gebäuden
1	10'000 km mit der Bahn
0.2	Tod d. Erdbeben (Kalif.)
0.1	Tod durch Blitzschlag

Oder noch wichtiger, die daraus resultierenden Rettungskosten pro gerettetes Menschenleben.

Rettungskosten Fr. pro gerettetes Menschenleben	
100	Mehrfachimpfung 3. Welt
$5\text{-}10^3$	Tragen Motorradhelm
$100\text{-}10^3$	Sicherheitsgurte in Autos
$500\text{-}10^3$	Tragwerke
$10\text{-}10^6$	Erdbebennorm SIA
$1\text{-}10^9$	Asbest-Sanierung Schulen

Die Vergleiche der Rettungskosten von Erdbeben- und Asbestopfern zeigen eine erhebliche Differenz in der Grössenordnung von 10^3. Da im Aargau einige bedeutende Schulbauten Spritzasbest als Wärme-, vor allem aber Brandschutzisolation aufweisen, wurden wesentliche Erfahrungen mit dem Umgang von Risikofaktoren in der Öffentlichkeit gemacht.

Es zeigte sich vor allem, wie schwer sich politische Behörden mit der Beurteilung des Risikos und der Notwendigkeit von Sanierungsmassnahmen und deren Kosten tun.

In einem ständigen Prozedere von Prioritätensetzung zwischen sachlich Notwendigem, politisch Machbarem und finanziell Vertretbarem haben Vorhaben, die auf Wahrscheinlichkeitsprognosen und nicht eindeutig mess- und beweisbaren Fakten fundieren, einen sehr schweren Stand. Zudem werden solche Themen in unregelmässigen Abständen durch meist aufgebauschte und wenig fundierte Presseberichte dramatisiert.

Das Verständnis aller Beteiligten für Untersuchungen und daran anschliessend konkreten Massnahmen kann nur geweckt werden, wenn die Informationen mit der nötigen Sorgfalt, ohne Dramatik, aber auch ohne Verniedlichung der Problematik vorangetrieben werden können. Es braucht dabei das Verständnis, den Respekt vor Fachmeinungen und die notwendige Beurteilung aus sachlicher wie politischer Sicht.

4 Erste Reaktionen der Beteiligten

Rückblickend ist es interessant, die ersten Reaktionen und Bemerkungen und geäusserte Zweifel der verschiedenen Beteiligten zusammenzufassen, denn sie helfen mit, in künftig ähnlichen Situationen entsprechend richtig und sachdienlich vorzubereiten, zu informieren und zu handeln.

- Reaktion von Architekten
  - Es wird unnötig dramatisiert
  - Das ist Sache der Bauingenieure
  - Die Auswirkungen der Gebäudekonzeption in Grundriss und Schnitt auf das Erdbebenverhalten ist weitgehend unbekannt.

- Reaktion vom Bauingenieure
    - Die Thematik in der ganzen Tragweite ist nicht allen bekannt
    - Die Zusammenarbeit mit den Architekten in den frühen Phasen der Projektierung ist immer noch ungenügend
- Reaktion von politisch Vorgesetzten
    - Warum wurde die Thematik überhaupt aufgegriffen?
    - Wird nicht dramatisiert?
    - Warum wurde nicht schon früher reagiert?
    - Was sind die Kostenfolgen?
- Generell
    - Skepsis vor einer Komplizierung der an sich schon schwierig durchzusetzenden Qualitätssicherung der Gebäude

Skepsis und Zweifel können nur beseitigt werden, wenn mit einer gewissen Beharrlichkeit und Nachhaltigkeit die Kenntnisse vermittelt und die Sachbestände erläutert werden. Damit kann das notwendige Verständnis zum Mittragen der Entscheide seitens der politisch Verantwortlichen geweckt werden.

5 Politische Reaktionen beim ersten Sanierungsfall

Die Realisierung der Erdbebenertüchtigung der Kinderklinik des Kantonsspitals Aarau hat gezeigt, wie schwierig es ist, Verständnis und Entscheidungen der politisch Verantwortlichen in einem ersten, gravierenden Fall zu erwirken.

5.1 Erläuterungen zur Sanierung der Kinderklinik

- Kurzbeschriebe des Gebäudes

Die Kinderklinik wurde 1953 erstellt. Das Gebäude ist organisatorisch sehr einfach und zweckmässig auf die Nutzung ausgerichtet. Am Erschliessungskorridor liegt eine Schicht Nebenräume im Norden und eine Zimmerflucht mit einem durchgehenden Balkon im Süden. Entsprechend ist auch das statische System aufgebaut, nämlich mit Stützen in Fassaden- und Korridorbereich und Backsteinmauern an den Schmalseiten des Gebäudes und entlang des Korridors. Die Decken sind aus Stahlbeton erstellt. Die Fundation besteht zeittypisch aus Streifen in Magerbeton.

Anfangs 1998 wurde ein Kredit für eine Gesamtsanierung in der Grössenordnung von Fr. 13,7 Mio. gesprochen. Hauptthemen dieser Sanierung sind verbesserter Brandschutz, besser betriebliche Organisation und Nasszellen im Zimmerbereich. Die Realisierung dieses Programms führt zu massiven Ausbrucharbeiten im Innern, was faktisch einer Auskernung gleichkommt.

In die Zeit der Kreditsprechung fiel die erste Phase der Untersuchung der kantonalen Gebäude auf Erdbebensicherheit.

Die Resultate zeigten, dass das Gebäude der Kinderklinik hinsichtlich Erdbebenertüchtigung sofort weiter verfolgt werden musste. Parallel zu den inzwischen begonnenen Abbrucharbeiten im Innern wurden Verstärkungsmassnahmen mit Spezialisten bearbeitet und geplant. Sie ergaben folgendes Resultat:

Um die Sicherheit des Gebäudes für Personen um das 10-fache zu erhöhen, sind massive bauliche Verstärkungen zu ergreifen, deren Kosten im gesprochenen Kredit natürlich nicht enthalten waren. Folglich mussten die Arbeiten auf der Baustelle eingestellt werden, bis die Beschlüsse gefällt und der notwendige Zusatzkredit in der Höhe von Fr. 900'000.-- durch den Grossen Rat gesprochen war.

Dies führte zu ausgiebigen Debatten in der vorbereitenden Kommission und im Plenum des Grossen Rates. Es ist interessant, einige Voten wiederzugeben, weil sie wohl zu ähnlichen, wenn nicht gleichen Reaktionen bei politischen Entscheidungsträgern in anderen Kantonen führen werden.

5.2 Reaktionen in der vorberatenden Kommission

- Seitens des Regierungsrates
    - Manchmal ist es verheerend, wenn man zuviel weiss.
    - Angestrebt wird eine Minimallösung, um das Schadensrisiko bei Personen zu minimieren, ohne aber das Gebäude in sich retten zu wollen.
- Seitens von Mitgliedern der Kommission
    - Zuerst war nur Brandschutz ein Thema, jetzt ist es auch noch die Erdbebensicherheit; was wird als Nächstes kommen?
    - Erdbeben in der Schweiz bedeuten ein irreales und virtuelles Szenario, weitab jeglicher Realität
    - Die Verteuerung der Infrastrukturkosten wird immer grösser
- Neben diesen kritischen Stimmen wurde aber auch Verständnis signalisiert:
    - Ich kann keine Verantwortung übernehmen, da ich das Risiko nicht abschätzen kann.

- Wichtig ist, dass wir nicht für uns entscheiden, sondern für Andere. Das ergibt eine andere Form von Verantwortung.
- Was die technische Beurteilung anbelangt, müssen wir uns auf die Fachleute verlassen.

5.3 Reaktionen im Parlament

Welche Sicherheit wollen und können wir uns leisten?

- Wie weit kann überhaupt Risiko absolut minimiert oder gar ausgeschaltet werden?
- Schaffen wir mit diesem heutigen Entscheid nicht ein Präjudiz, welches automatisch Sanierungsprojekte für andere erdbebengefährdete Bauten in unserem Kanton auslöst, und das auch Gemeinden und Private treffen könnte?
- Wissen kann teuer zu stehen kommen, Nichtwissen jedoch auch.
- Müssen nun unter dem Titel der „Erdbebensicherheit" Mängel der Statik, welche bei der Sanierungsvorlage vergessen wurden, nachgebessert werden?
- Uns ist klar, dass bei der Feststellung eines Mangels durch Experten, wir als Politiker nicht einfach sagen können, dieser Mangel existiere nicht, nur weil er etwas kostet!

Die Reaktionen zeigen, dass es für die politischen Entscheidungsträger ausserordentlich schwierig ist, einer zuvor praktisch unbekannten Thematik sofort den notwendigen Stellenwert zu geben und daraus folgend auch finanzielle Konsequenzen zu akzeptieren und zu bewilligen.

6 Fazit

Es liegt in der Natur der Sache, dass die angeordneten oder vorgeschlagenen Massnahmen der verantwortlichen Fachstelle in einer bislang nicht bekannten Thematik sofort in Frage gestellt werden. Ein Entscheidungsträger begibt sich in einer solchen Situation auf eine Art Gratwanderung zwischen zwei höchst unterschiedlichen Auffassungen.

Die eine Seite wirft ihm übertriebenen Perfektionismus mit nicht tragbaren Kostenfolgen vor und die andere Seite möchte ihn möglichst umgehend für die späte, oder zu späte Reaktion in die Verantwortung ziehen.

Tauchen neue Erkenntnisse, wie im Fall der Erdbebensicherheit auf, so geht es darum, rasch die notwendigen Abklärungen zu treffen und vor allem verhältnismässig zu reagieren.

Letztlich muss jeder Fachmann selber verantworten, was er politischen Entscheidungsträgern für Massnahmen vorschlagen muss und mit welchen Konsequenzen zu rechnen ist.

Die politischen Entscheidungsträger kommen nicht darum herum, Fachmeinungen zu akzeptieren und die Verantwortung zu übernehmen. Dazu brauchen sie aber eine ausgewogene, verständliche und überzeugende Präsentation und Auslegung der Thematik sowie der Fakten und - auf die einzelnen Bauten zugeschnitten - verhältnismässige und realistische Sanierungsvorschläge und Kosten.

Massnahmen des Bundes zur Erdbebenvorsorge

Christian Furrer, Biel

Zusammenfassung

Am 15. September 1999 hat Bundesrat Leuenberger dem Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) in Biel die Federführung bezüglich Prävention bei der Erdbebenvorsorge des Bundes übertragen. Es handelt sich um eine Koordinations-aufgabe. Das Amt hat in Zusammenarbeit mit den am meisten betroffenen Bundesämtern eine Arbeitsgruppe eingesetzt. Diese ist zurzeit damit beschäftigt, den Stand der Erdbebenvorsorge beim Bund zu ermitteln und Massnahmen auf kurze und mittlere Frist zu prüfen. Parallel dazu erarbeitet die Nationale Plattform Naturgefahren (PLANAT), die ebenfalls vom Amt geleitet wird, auf mittlere Frist eine Schutzstrategie.

1 Der lange Weg zu einer Aufgabe des Bundes

Im 19. Jahrhundert hatte die Bevölkerung in weiten Teilen unseres Landes häufig unter Verheerungen der Flüsse und Wildbäche zu leiden. Dabei gelangte man zur Erkenntnis, dass diese Katastrophen auch mit der Entwaldung der Quellengebiete zusammenhängen. Mit der Bundesverfassung von 1874 wurde dem Bund das Recht zur Oberaufsicht über die Wasserbau- und Forstpolizei übertragen. Damit ermächtigte die Verfassung den Bund zu Schutzmassnahmen vor folgenden Naturereignissen: Lawinen, Sturm, Überschwemmungen, Erosionen, Rutschungen, Steinschlag, Feststoffablagerungen. Bereits in den Jahren 1876 und 1877 wurden die ersten Bundesgesetze erlassen.

Die Sensibilisierung auf das Risiko Erdbeben ist in der Schweiz sehr gering; der Bevölkerung fehlt die persönliche Erfahrung mit einem Ereignis. Politik und Medien schenken dem Erdbebenrisiko wenig Beachtung und unterschätzen es. Dem entsprechend gibt es keine Kompetenznorm der Bundesverfassung für Massnahmen zur Verminderung von Erdbebenrisiken und auch kein ausführendes Bundesgesetz. Wer auf die in der Schweiz vorhandene beträchtliche Erdbebengefährdung hinweist, muss sich als Rufer in der Wüste vorkommen. Dabei fehlt es nicht an mahnenden und warnenden Stimmen:

- Seit rund 20 Jahren dienen die Erdbebengefährdungskarten der Schweiz (Sägesser et al. 1978) als Grundlage für die Auslegung der Bauwerke [1]. Die Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen hat wesentliche Impulse zum Zustandekommen dieses Kartenwerkes gegeben. Auf Grund methodischer Weiterentwicklung werden die Karten gegenwärtig am Institut für Geophysik der ETH Zürich überarbeitet.
- Die Schweizer Norm SIA 160 (SIA 1989) legt die Anforderungen an die erdbebensichere Bemessung und Konstruktion der Tragwerke fest [2]. Sie enthält Erdbebenzonen, Vorschriften betreffend Bauwerksklassen, Bemessungsgrundlagen und Grundsätze für Entwurf und Konstruktion von Bauten. Ihre Umsetzung in die Praxis blieb bisher unbefriedigend.
- Die Studie "Katastrophen und Notlagen in der Schweiz", KATANOS (BZS 1995), die im Auftrag des Bundesamtes für Zivilschutz entstand, zeigt auf, welche Naturgefahren, technische und gesellschaftliche Gefahren die Gemeinschaft aus der Sicht der Katastrophenvorsorge bedrohen [3]. Das Erdbebenrisiko ist demnach von vorrangiger Bedeutung.
- Im Jahre 1996 legte die Arbeitsgruppe "Erdbeben und Vorbeugung" der Landeshydrologie und -geologie einen Bericht vor [4], der als erster Schritt zur Formulierung des Stands der Erdbebensicherheit und des Handlungsbedarfs aufgefasst werden kann (LHG, Heitzmann et al. 1996). Der Bericht war auf Initiative der Nationalen Plattform Naturgefahren (PLANAT) entstanden. Die PLANAT ist eine ausserparlamentarische Kommission des Bundes.
- Im Jahre 1998 erarbeitete die Schweizerische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) eine Dokumentation "Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz" (SIA/SGEB, Bachmann et al. 1998). Die Untersuchung [5] fordert rund 60 Massnahmen, die in drei The-

menbereiche und 23 Sachgebiete gegliedert sind. Zentrales Anliegen des Dokuments ist die Schaffung eines "Nationalen Aktionsprogramms zur Reduktion des Erdbebenrisikos", NAPER.

- Die Landeshydrologie und -geologie erstellte ergänzend eine Studie aus der spezifischen Sicht der Geologie (LHG, Schindler et al. 1998). Dieser Bericht [6] enthält Massnahmenvorschläge zur Entwicklung der Mikrozonierung (Einfluss des Standortes).
- Ende 1998 reichte der Walliser Nationalrat Epiney eine Motion ein (Erdbeben, vorsorgliche Massnahmen: NR 98.3600), welche im Wesentlichen eine klare gesetzliche Grundlage für den Erdbebenschutz in unserem Lande verlangte.
- Mit der Einsetzung der ausserparlamentarischen Kommission "Plattform Naturgefahren" (PLANAT) hat der Bundesrat 1996 seinem Willen Ausdruck gegeben, die Vorbeugung im Bereich Naturgefahren zu verbessern. Bezüglich Erdbeben bestehen sowohl bei den Grundlagen als auch bei der Erdbebensicherheit der Bauwerke sowie dem Schutz- und Rettungswesen zum Teil noch erhebliche Lücken. PLANAT hat sich deshalb in ihrem Aktionsprogramm 1998 - 2000 das Ziel gesetzt, auf dem Gebiet des Erdbebenrisikos Verbesserungsmassnahmen auszuarbeiten und möglichst rasch ein erstes Massnahmenkonzept zu erstellen.

  Das von Mitgliedern der PLANAT unter Beizug eines externen Büros erarbeitete Massnahmenkonzept [7] vom 5. September 1999 basiert auf bereits vorhandenen Arbeiten.
- Am 14. September 1999 unterbreitete die PLANAT das Massnahmenkonzept "Erdbeben" dem für Naturgefahren zuständigen Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK). Die Eingabe hatte auf Grund der seismischen Ereignisse in der Westtürkei und in Griechenland plötzlich hohe Aktualität erhalten.

2 Das Bundesamt für Wasser und Geologie als Fachstelle des Bundes

Mit Schreiben vom 15. September 1999 übertrug Bundesrat Leuenberger dem Bundesamt für Wasser und Geologie die Federführung in der Erdbebenvorsorge des Bundes. Wegleitend für diesen Entscheid war zum einen die lange Erfahrung mit Naturgefahren, über die das Bundesamt im Bereich Hochwasserschutz verfügt. Zum andern spielt die Landeshydrologie und -geologie, die zum Bundesamt gehört, bei der Grundlagenbeschaffung im Erdbebenbereich eine wichtige Rolle. Als Beispiel zu erwähnen sind die Berichte über die lokalen geologischen Verhältnisse (Untergrund), wie der kürzlich erschienene über die Erdbebenmikrozonierung für den Kanton Basel-Stadt.

Mit der Organisationsverordnung des Bundesrates vom 9. Dezember 1999 für das Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (OV UVEK) wurde die Zuständigkeit des Bundesamtes formell verankert. Dem Bundesamt wurde das Ziel vorgegeben, im Rahmen der Aufgaben des Bundes den Schutz vor Erdbeben zu gewährleisten (Art. 8 Abs. 2 Bst. b der OV UVEK). Zur Verfolgung dieses Ziels bereitet das Bundesamt Entscheidungen für eine kohärente Politik zum Schutz vor Erdbeben vor und setzt sie um (Art. 8 Abs. 3 Bst.c OV UVEK).

3 Massnahmenkonzept der PLANAT

Das Massnahmenkonzept wendet sich an den Bund, sieht jedoch auch die Einbindung und Sensibilisierung anderer Adressaten, z.B. der Kantone und Privater, vor. Es orientiert sich an den in geltenden Erlassen und Normen vorgegebenen Schutzzielen und ist vor allem auf die Vermeidung von Personenschäden ausgerichtet. Innerhalb des Massnahmenkonzepts «Erdbeben» lassen sich einige aufeinander abgestimmte Massnahmenpakete, z.B. zur Ereignisbewältigung, ausscheiden, die auch losgelöst vom Gesamtkonzept realisiert werden könnten. Diese Massnahmenpakete erlauben jedoch keine umfassende Verminderung des Erdbebenrisikos.

1. Rechtsetzungsprogramm

Die Baunormen-Verordnung, die Bauverordnung, die Störfallverordnung und die Raumplanungsverordnung werden geändert, um die rechtlichen Anforderungen an die Erdbebensicherheit zu präzisieren.

2. Verwaltungsinterne Sensibilisierung

Ein Programm zur Sensibilisierung, Information und Weiterbildung in der Bundesverwaltung fördert die konsequente Berücksichtigung der Erdbebensicherheit bei Bauwerken, die im Einflussbereich des Bundes stehen.

3. Delegierter für Erdbebenschutz

In der Bundesverwaltung wird die Stelle eines Delegierten für Erdbebenschutz geschaffen, der Massnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit initiiert und koordiniert.

4. Konkordat

Der Bund fördert den Erlass von Erdbebenvorschriften für Bauten, die sich im Eigentum oder im Zuständigkeitsbereich von Kantonen, Gemeinden oder Privaten befinden, indem er die Kantone dazu motiviert, eine interkantonale Vereinbarung (Kon-

kordat) zur Erdbebensicherheit von Bauwerken zu schaffen.

5. Normierungsprogramm

Der Bund unterstützt die Aktualisierung und Ergänzungen des Normenwerks zur Erdbebensicherheit in der Schweiz.

6. Messprogramm

Das Starkbeben-Messgerätenetz der Schweiz wird modernisiert und ausgebaut.

7. Kartierungsprogramm

Die Landeshydrologie und -geologie erarbeitet Spezialkarten zur Erdbebengefährdung in der Schweiz.

8. Erdbebensicherung neu zu errichtender Bauwerke des Bundes

Das Normenwerk zur Erdbebensicherheit wird konsequent auf alle Neubauten des Bundes angewendet.

9. Erdbebensicherung bestehender Bauwerke des Bundes

An bestehenden Bauten des Bundes werden, sofern verhältnismässig, Sanierungen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit vorgenommen.

10. Erdbebensicherung von Lifelines

Überlebenswichtige Bauten und Anlagen im Ereignisfall werden flächendeckend identifiziert und notwendige Sanierungen vorgenommen bzw. vom Bund unterstützt.

11. Erdbebensicherung von Kulturgütern, insbesondere historischen Bauten

Bedeutende Kulturgüter werden auf ihre Erdbebengefährdung untersucht und im Bedarfsfall Unterstützung zu deren Sicherung gewährt.

12. Aus- und Weiterbildung von Fachleuten

Die Fachkenntnisse im Bereich der Erdbebensicherheit werden durch gezielte Ausbildung von Studierenden und Fortbildungskurse für Fachleute in relevanten Bereichen gefördert.

13. Informationsbaukasten für Fachleute

Der Informationsbedarf über die Gefährdung durch Erdbeben und vorbeugende Massnahmen wird durch Entwicklung und Verteilung entsprechender Informationsmaterialien gedeckt.

14. Informationskampagne Erdbeben für die Öffentlichkeit

Um zur Auseinandersetzung mit dem Erdbebenrisiko und zu vorbeugenden Massnahmen anzuregen, führt der Bund eine umfassende Informationskampagne durch.

15. Leitfaden bauliche Massnahmen

Bauherren, Baufachleuten und anderen Adressaten im Bereich der baulichen Sicherheit werden ein klares System zur Risikoeinstufung, ein standardisiertes Massnahmenprogramm und Entscheidungshilfen im Bereich der Kostenwirksamkeit zur Verfügung gestellt.

16. Bevölkerungsschutz

Die bisherigen Massnahmen, die dem Bevölkerungsschutz im Fall eines schweren Erdbebens dienen, werden verstärkt.

17. Einsatzdienste

Kantone und Gemeinden erhalten vermehrte Unterstützung bei der Schaffung erdbebengerechter Einsatzkonzepte und der Ausbildung der Einsatzdienste.

18. Nationales Forschungsprogramm Erdbeben

Der Nationalfonds führt ein Nationales Forschungsprogramm «Erdbeben» durch.

4 Verantwortlichkeit der Kantone

In seiner Stellungnahme vom 17. Februar 1999 zur Motion Epiney (Erdbeben, Vorsorgliche Massnahmen - NR 98.3600) hat der Bundesrat darauf hingewiesen, dass in der Schweiz ein beträchtliches Erdbebenrisiko besteht. Schwere, aber seltene Erdbeben können Hunderte von Todesopfern und Sachschäden in Milliardenhöhe fordern.

Weil Prognosen über Zeitpunkt, Ort und Stärke eines Erdbebens bis heute nicht abgeben werden können, sind in erster Linie vorbeugende und vorsorgliche Massnahmen zu treffen. Neben geologischen und seismologischen Erhebungen gehört dazu namentlich eine Erhöhung der Erdbebensicherheit von Bauten und Anlagen durch entsprechende Ausgestaltung der Bauvorschriften. Der Erlass von Erdbebenvorschriften für Bauten, die im Eigentum oder im Zuständigkeitsbereich von Gemeinden, Kantonen oder Privaten stehen, liegt in der Kompetenz der Kantone.

Der Bund verfügt in einigen wenigen Sachbereichen über die Kompetenz zum Erlass von Baurecht. Es handelt sich dabei um öffentliche Werke (Art. 81 BV), Kernenergieanlagen (Art. 90 BV), Stauanlagen (Art. 76 BV), Eisen- und Seilbahnen sowie Flughäfen (Art. 87 BV), Rohrleitungen (Art. 91 BV) und Nationalstrassen (Art. 83 BV). In diesen Bereichen sind alle Bauten nach den anerkannten Regeln der Technik zu projektieren und auszuführen.

5 Sofortmassnahmen: eine Arbeitsgruppe und eine Weisung des UVEK

Zielsetzung des Massnahmenkonzeptes der PLANAT ist es, dem Bund ein erstes Paket von Mass-

nahmen vorzulegen, welche zumindest die Erdbebensicherheit in seinem Einflussbereich (Bundesbauten, usw.) in näherer Zukunft wirksam verbessern. Das Konzept muss noch verfeinert, quantifiziert und nach Prioritäten gegliedert werden.

Eine interdepartementale Arbeitsgruppe - unter der Leitung des Direktors des BWG - nimmt sich dieser Aufgabe an. Sie führte eine Umfrage zur Bestandsaufnahme der Erdbebensicherung von Bauten und Anlagen des UVEK sowie der KBOB (Koordination der Bau- und Liegenschaftsorgane des Bundes) durch. Die Ergebnisse dieser Umfrage zeigen deutlich, dass die Erdbeben bisher kein Thema innerhalb der Bundesverwaltung waren und dass ein grosser Handlungsbedarf im Bereich "Sensibilisierung" besteht.

Zur Sicherung von Bauwerken sind seit rund zehn Jahren geeignete Normen vorhanden (Norm SIA 160). Deren Einhaltung kann bei einem starken Beben Menschenleben und Sachwerte wirksam schützen. Bisher wurden die Anforderungen der Schweizer Normen, welche den Stand der Technik widerspiegeln, allerdings nur lückenhaft in die Praxis umgesetzt. Die Normen gelten zwar als anerkannte Regeln der Baukunde. Ihre Einhaltung bei Bauten und Anlagen im Einflussbereich des Bundes wird aber nicht systematisch überprüft.

Beim Bund ist das Eidgenössische Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) als Infrastrukturdepartement (Aufsicht über Nationalstrassen, Flugplätze, Stauanlagen, Eisenbahnen, Seilbahnen, Starkstromanlagen usw.) in starkem Masse angesprochen. Am 29. Mai 2000 hat Bundesrat Leuenberger in einer Weisung [8] an die Ämter verfügt, dass nur noch Bauten und Anlagen durch das UVEK genehmigt oder subventioniert werden, bei deren Projektierung das jeweils geltende einschlägige Normenwerk zur Erdbebensicherheit konsequent eingehalten wurde.

Es ist Aufgabe der zuständingen Genehmigungs- und Subventionsinstanzen, dies zu kontrollieren. Bei Bauwerken, die eine Funktion in der landeswichtigen Infrastruktur oder in der Rettungskette erfüllen oder die Umwelt erheblich gefährden können, muss jeweils auch die Erreichbarkeit im Katastrophenfall gewährleistet sein.

6 Wie weiter ?

Das Massnahmenkonzept der PLANAT umfasst 18 aufeinander abgestimmte Massnahmen in den Bereichen:

- Gefährdungsanalyse und Grundlagenbeschaffung
- Rechtsetzung und Normenwesen
- Objektspezifische Massnahmen
- Ausbildung und Information
- Zivilschutz und Einsatzdienste
- Forschung.

Die Überprüfung dieses Konzeptes durch die Arbeitsgruppe ist zurzeit noch im Gange. Bis Ende jahr 2000 wird die Arbeitsgruppe dem Departement zuhanden des Bundesrates Antrag stellen (Massnahmen zur Verbesserung auf Stufe Bund).

7 Literaturhinweise

[1] Sägesser, R. & Mayer-Rosa, D.: „Erdbebengefährdung in der Schweiz", Schweizerische Bauzeitung, Heft 7/78, Zürich, 1978.

[2] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein SIA: „Einwirkungen auf Tragwerke", Schweizer Norm Bauwesen SN 505 160/SIA Norm, 1989.

[3] Bundesamt für Zivilschutz BZS: „KATANOS Katastrophen und Notlagen in der Schweiz - Eine vergleichende Übersicht", Bern, 1995.

[4] Heitzmann, P, Berger, E., Darbre, G., Kluge, D., Lateltin, O., Mayer-Rosa: „Erdbeben, Risiko und Vorbeugung in der Schweiz", Bericht zuhanden der Nationalen Plattform Naturgefahren, 1996.

[5] Bachmann, H., Darbre, G., Deichmann, N., Koller, M., Studer, J., Tinic, S, Tissières, P. Wenk, Th, Wieland, M. und Zwicky, P.: „Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz". Dokumentation D 0150, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein SIA, Zürich,1998.

[6] Schindler,C., Rüttener, E. & Studer, J.: „Erdbebengefährdung und -risiko in der Schweiz: Handlungsbedarf auf dem Gebiet der Geologie", Bericht zuhanden der Landeshydrologie und -geologie, 1998.

[7] Eckhardt, A., Zwicky, P. & Maurer, H.: "Massnahmenkonzept Erdbeben, Mögliche Massnahmen des Bundes im Kontext des bestehenden gesetzlichen Rahmenbedingungen", Bericht zuhanden der Nationalen Plattform Naturgefahren, September 1999.

[8] Leuenberger M.: "Erdbebenvorsorge des Bundes", Weisung des Departements für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation vom 29. Mai 2000.

Adressen der Verfasser / Adresses des auteurs

Althaus Fritz	Dipl. Arch. ETH Kantonsbaumeister Baudepartement des Kantons Aargau Entfelderstrasse 22 (Buchenhof), 5001 Aarau
Bachmann Hugo	Prof. Dr. sc.techn. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) ETH Zürich, 8093 Zürich
Badoux Marc	Prof. Dr. sc.techn. Béton Armé et Précontrainte (IBAP), EPF Lausanne, 1015 Lausanne
Cagna Pierre	Dipl. Arch. ETH Cagna Architectes rue du Scex 18, 1950 Sion
Capron Michel	Dr. sc.techn. Bonnard & Gardel Ingénieurs-conseils SA Av. de Cour 61, 1001 Lausanne
Faccioli Ezio	Prof. Dr. Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano Piazza Leonardo da Vinci, 32, I-20133 Milano
Fäh Donat	Dr. sc.nat. Schweiz. Erdbebendienst ETH Zürich, 8093 Zürich
Furrer Christian	Dr. iur. Direktor des Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG), Postfach, 2501 Biel
Giardini Domenico	Prof. Dr. Direktor des Schweiz. Erdbebendienstes ETH Zürich, 8093 Zürich
Hitz Luzi	Dr. Phil.Nat. Vorsteher Swiss Re Erdbebengruppe, Mythenquai 50/60, 8022 Zürich
Koellreuter Andreas	Dipl. Ing. Agr. ETH Regierungsrat Kanton Baselland, Justiz-, Polizei- und Militärdepartement, Regierungsgebäude, 4410 Liestal
Koller Martin	Dr. sc.techn. Résonance Ingénieurs-Conseils SA Rue Jacques-Grosselin 21, 1227 Carouge

Kölz Ehrfried	Dipl. Ing. ETH Hofackerstrasse 4 5073 Gipf-Oberfrick
Lang Kerstin	MEng, D.E.A. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) ETH Zürich, 8093 Zürich
Peter Kaspar	Dipl. Ing. ETH Béton Armé et Précontrainte (IBAP), EPF Lausanne, 1015 Lausanne
Rey-Bellet Jean-Jacques	Dipl. Ing. ETH Conseiller d'Etat du Canton du Valais, Département des transports, de l'équipement et de l'environnement Bâtiment Mutua, 1951 Sion
Rouiller Jean-Daniel	Dipl. Ing.-Géologue UNIGE Géologue cantonal du Canton du Valais, Département des transports, de l'équipement et de l'environnement Bâtiment Mutua, 1951 Sion
Rüttener Erik	Dr. sc.nat. Zürich RE - Risk Management, General Guisan-Quai 26, 8022 Zürich
Schneider Jörg	Prof. em. ETHZ Dr. h.c. Schützenstrasse 21 8702 Zollikon
Schumacher Rainer	Prof. Dr. iur. Schumacher Baur Hürlimann, Rechtsanwälte + Notare, Oberstadtstrasse 7, 5400 Baden
Wenk Thomas	Dipl. Ing. ETH Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) ETH Zürich, 8093 Zürich
Zwicky Peter	Dipl. Ing. ETH Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG, Forchstrasse 395, 8029 Zürich

SIA-Dokumentationsreihe

Die Dokumentationsreihe des SIA vermittelt laufend sowohl neueste technische Erkenntnisse, die an Studientagungen der SIA-Fachgruppen vorgestellt werden, als auch im Zusammenhang mit dem Normenwerk erarbeitete Erfahrungen.
Die ersten Bände der SIA Dokumentationsreihe wurden in den Jahren 1973–1986 publiziert und mit 1–99 numeriert. Sie sind grösstenteils vergriffen. Ab 1986 wurden die folgenden Bände mit D 001 beginnend nummeriert.

Documentation SIA

Les publications parues dans la série «Documentation SIA» permettent de se tenir au courant aussi bien des plus récentes connaissances techniques, présentées lors des journées d'études des groupes spécialisés de la SIA, que des expériences acquises en relation avec les normes.
Les premières publications de la série sont parues dans les années 1973 jusqu'à 1986 et numérotées de 1 à 99. Le stock de la plupart des volumes est épuisé. Depuis 1986, les nouvelles publications portent des numéros commençant par D 001.

D 065 Korrosion und Korrosionsschutz Teil 5: Elektrochemische Schutzverfahren für Stahlbeton-bauwerke – Kathodischer Korrosionsschutz, De-kontamination und Realkalisierung, 1990

D 066 Les études d'impact sur l'environnement, 1990

D 067 Construction – Horizon 2000, 1990

D 068 Bétons à hautes performances, 1991

D 069 Einführung in die neuen Normen SIA 161 und 161/1 «Stahlbauten», 1991

D 070 Introduction aux nouvelles normes SIA 161 et 161/1 «Constructions métalliques», 1991

D 071 Einführung in die neuen Normen SIA 161 und 161/1 «Stahlbauten» – Anwendungsbeispiele / Introduction aux nouvelles normes SIA 161 et 161/1 «Constructions métalliques» – Exemples d'application, 1991

D 072 Die Rolle des Architekten in den neuen Tragwerksnormen des SIA, 1991

D 073 Photovoltaik – Gebäude-Bestandteil im Jahr 2010, 1991

D 074 N3: Bözberg- und Habsburgtunnel, 1991

D 075 Ganzheitliches Denken in der Hochbauplanung / Approche globale dans la planification des bâtiments, 1991

D 076 Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA, 1991

D 077 Bauen mit Lehm, 1991

D 078 Wärmebrückenkatalog 2 – Verbesserte Neubaudetails, 1992

D 079 Vibrationen – Ursachen, Messung, Analyse und Massnahmen, 1991

D 080 Leitfaden für die Anwendung der Empfehlung SIA 380/1, Energie im Hochbau, 1991

D 081 Schäden an Flachdächern, 1992

D 082 Déchets urbains: technologie, économie et politique, 1991

D 083 Integrale Planung, 1991

D 084 Dimensionnement des maçonneries – Exemples pratiques – Application de la recommandation SIA V 177/2, 1992

D 085 Die AlpTransit Basistunnel Gotthard und Lötschberg, 1992

D 086 Die schweizerische Bauwirtschaft – ein Sonderfall im europäischen Wirtschaftsraum?, 1992

D 087 Assurance de la qualité (AQ) des structures, 1992

D 088 Ergänzungen zur Anwendung der Empfehlung SIA V 382/2, Kühlleistungsbedarf von Gebäuden, 1992

D 089 Mauermörtel / Mauerwerk – Grundlagenforschung, Versuchsbericht, 1992

D 090d Energiegerechte Schulbauten – Handbuch für Planer, 1992

D 090f Constructions scolaires économes d'énergie – Manuel du concepteur, 1992

D 091 SIA-Prioritäten für die 90er Jahre / Priorités de la SIA pour les années 90, 1992

D 092 Betonschäden im Hochbau – Berichte aus der Bauschadenforschung, 1992

D 093d Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493 – Erläuterung und Interpretation, 1997

D 093f Canevas pour la déclaration des caractéristiques écologiques des matériaux de construction – Aide d'interprétation pour les utilisateurs, 1993

D 094 Entwicklungszusammenarbeit – Auswertung von Auslanderfahrungen / Coopération au développe-ment – Mise en valeur des expériences acquises à l'étranger, 1992

D 095 Mauerwerk Teil 4 – Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk, 1992

D 096 Renforcement du bâti existant, 1992

D 097 Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke, 1993

D 098 Mortier / Maçonnerie – Recherches de base, Rapport d'essais, 1992

D 099 Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse / Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche, 1993

D 0100 Kanalisationen 4 – Die neue Empfehlung SIA V 190 Kanalisationen, 1993

D 0101d Innovationsleitfaden – Gewinnung, Bewertung, Bearbeitung und Realisierung von Ideen, 1993

D 0101f Guide de l'innovation 95/96 – Recherche, évalua-tion, traitement et réalisation d'idées, 1995

D 0102d Qualitätssicherungssysteme und deren Zertifizierung im Bauwesen, 1993

D 0102f Système qualité et certification dans la construction, 1993

D 0103 Die gemeinsame Stimme der Ingenieure, 1993

D 0104 Untertagbau – Einführung in die neue Norm SIA 198, 1993

D 0105 Travaux souterrains – Introduction à la nouvelle norme SIA 198, 1993

D 0106 Canalisations 4 – La nouvelle recommandation SIA V 190 Canalisations, 1993

D 0107 Wärmebrückenkatalog 3 – Altbaudetails, 1993

D 0108 Quels transports urbains pour demain?, 1993

D 0109 Bauen für die chemische Industrie, 1993

D 0110 Symposium IDNDR – Prévention des catastrophes naturelles, 1993

D 0111 Regeln zum Bauen mit Lehm, 1994

D 0112 Lehmbau-Atlas, 1994
D 0113 Vereinalinie der RhB, Zugwald- und Vereinatunnel, 1993
D 0114 Einwirkungen auf Tragwerke / Actions sur les structures porteuses / Azioni sulle strutture portanti, 1994
D 0115 Integrale Planung II, 1993
D 0116 Grauholztunnel II, 1994
D 0117 Ouvrages d'art de la «Transjurane» N 16 / Kunstbauten der «Transjurane» N 16, 1994
D 0118d Ökologie in der Haustechnik, 1994
D 0118f L'écologie dans les installations techniques du bâtiment, 1996
D 0119 Cleuson-Dixence, 1994
D 0120 Economie de marché et énergies renouvelables, 1994
D 0121f Vademecum pour les travaux à l'étranger, 1994
D 0121d Vademecum für Arbeiten im Ausland, 1995
D 0122 Ökologische Aspekte des Bauens, 1995
D 0123 Hochbaukonstruktionen nach ökologischen Gesichtspunkten, 1995
D 0124 Vertragswesen im Untertagbau / Mode de mise en soumission pour les travaux souterrains, 1995
D 0126 Potentialmessung, ein wesentliches Instrument für die Beurteilung von Bauwerken, 1995
D 0127 Verbundkonstruktionen, Entwicklungen in Konstruktion und Bemessung, 1995
D 0128 Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen, 1995
D 0129 Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse / Conservation des ponts – Résultats actuels de la recherche, 1996
D 0130 Neue Normen in der Geotechnik (CEN und SIA) / Nouvelles normes en géotechnique (CEN et SIA), 1995
D 0131d Elektrische Energie im Hochbau – Leitfaden für die Anwendung der Empfehlung SIA 380/4, 1996
D 0131f L'énergie électrique dans le bâtiment – Guide d'utilisation de la recommandation SIA 380/4, 1996
D 0132 Stahlbau-Bemessungsbeispiele, 1996
D 0133 Ermüdung von Betonbauten, 1997
D 0134 Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern, 1996
D 0135d Handbuch für Kommunikationssysteme – Teil 2: Wegleitung für Bauherren und Architekten, 1997
D 0136 Grundlagen zur Nutzung der untiefen Erdwärme für Heizsysteme, 1996
D 0137d Checklisten für energiegerechtes, ökologisches Planen und Bauen, 1996
D 0137f Projeter et construire en assurant un développement durable: Catalogue de critères, 1996
D 0137i Progettare e costruire con criteri garanti di uno sviluppo durevole: liste di controllo, 1997
D 0138 Dynamische Probleme bei Brücken- und Hochbauten / Problèmes dynamiques des ponts et des charpentes, 1996
D 0139 Bauteildokumentation Schallschutz im Hochbau – Zusammenstellung gemessener Bauteile, 1996
D 0140 Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen / Domaine de la protection contre les incendies et le service de sauvetage sur des chantiers de constructions de tunnels, 1996
D 0141 Bauwerkserhaltung und Wirtschaftlichkeit – Perspektiven einer modernen Aufgabe, 1997
D 0142 N1 Yverdon – Payerne: Ouvrages d'art, 1997
D 0143 AlpTransit: Das Bauprojekt – Schlüsselfragen und erste Erfahrungen, 1997
D 0144 Erhaltung von Betontragwerken – Einführung in die Empfehlung SIA 162/5 / Conservation des structures en béton – Introduction dans la recommandation SIA 162/5, 1997
D 0145 Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik, 1997
D 0146 Umweltaspekte von Beton, 1998
D 0147 Brückenabdichtungssysteme mit Polymerbitumen-Dichtungsbahnen / Systèmes d'étanchéité de ponts avec lés d'étanchéité à base de bitume polymère, 1999
D 0149 Überwindung von geologisch bedingten kritischen Ereignissen im Tunnelbau / Maîtrise d'accidents géologiques dans la construction de tunnnels, 1998
D 0150 Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz, 1998
D 0151d Meliorationen im Einklang mit Natur und Landschaft, 1998
D 0151f Les améliorations foncières en harmonie avec la nature et le paysage, 1998
D 0152 Instrumente für ökologisches Bauen im Vergleich, 1998
D 0153 Produktedokumentation – Lärmschutzwände, Lärmschutzdämme und Absorptionsverkleidungen, 2000
D 0154d Bericht über die Lohnerhebung 1998 / Bericht über die Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 1997, 1998
D 0154f Rapport sur l'enquête sur les salaires 1998 / Rapport sur l'enquête sur les frais généraux et les heures de travail 1997, 1998
D 0155 Bauwerksbewirtschaftung: Neue Märkte für Eigentümer und Bauwirtschaft, 1998
D 0157 Vademecum: Versicherungen im Baualltag, Risiko und Versicherung, 1999
D 0159 Instandsetzung von Tunneln, 2000
D 0160 Progrès dans la conception des ouvrages en béton / Entwicklungen beim Entwurf von Kunstbauten aus Beton, 1999
D 0161 Geschichte des Architekturwettbewerbs, 1999
D 0164 Kriterien für nachhaltige Bauten, 2000

Revidierte Neuausgaben älterer Titel:

81e Method for Fire Safety Evaluation, 1998
83 Brandschutz im Holzbau, 1997
D 002 Unfallsicherheit von Hochbauten am Beispiel Wohnungsbau / Protection contre les accidents dans les bâtiments, 1986/1997
D 093d Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493 – Erläuterung und Interpretation, 1997

Das Verzeichnis der erhältlichen Bände kann beim SIA-Generalsekretariat bezogen werden.

La liste des publications disponibles peut être obtenue auprès du sécretariat général de la SIA.