

# ERDBEBEN-ÜBERPRÜFUNG BESTEHENDER STAHLBETON-GEBÄUDE

THÈSE N° 2285 (2000)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

**Beat Kaspar PETER**

Ingénieur du génie rural diplômé EPF  
de nationalité suisse et originaire de Hofstetten bei Elgg (ZH)

acceptée sur proposition du jury:

Prof. M. Badoux, directeur de thèse  
Prof. H. Bachmann, rapporteur  
Prof. E. Brühwiler, rapporteur  
Prof. A. Elnashai, rapporteur  
Dr E. Rüttener, rapporteur

Lausanne, EPFL  
2000

## Vorwort

In den vergangenen Jahren haben Erdbeben in der Türkei, Taiwan, Japan und in Kalifornien verheerende Verwüstungen angerichtet und unzählige Menschenleben gefordert. Die Erdbeben von Kobe (Japan) und Northridge (Kalifornien) betrafen wirtschaftlich hochentwickelte Regionen, wo Erdbeben-Vorsorge seit Jahrzehnten ein Thema ist. Es hat sich einerseits gezeigt, dass Gebäude, die nach modernsten Normen erstellt wurden, das bei der Bemessung angestrebte Verhalten weitestgehend erreichen oder übertreffen. Viele ältere Gebäude hingegen, die vor der Einführung dieser Normen erstellt wurden, haben schwere Schäden erlitten oder sind gar eingestürzt. Andererseits haben insbesondere die Erkundungsmissionen nach dem Erdbeben von Izmit (Türkei) bestätigt, dass Gebäude mit sehr ähnlichen Eigenschaften am gleichen Standort ein sehr unterschiedliches Verhalten aufweisen können.

Die Erdbebenfachleute sind gefordert, das Erdbeben-Verhalten eines bestehenden, verletzbaren Gebäudes einzuschätzen. Eine Vorhersage gelingt nicht immer in zuverlässiger Weise, selbst wenn nicht-lineare Berechnungen durchgeführt werden. Meist ist die Einwirkung des Erdbebens (Zeitverlauf) nicht genau bekannt. Und die für die Vorhersage des Erdbeben-Verhaltens verwendeten Modelle müssen oft mit einem beschränkten Aufwand erstellt werden und ergeben mitunter wenig realistische Resultate. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag leisten zur verbesserten Kenntnis des Erdbeben-Verhaltens von bestehenden Schweizer Stahlbeton-Gebäuden sowie zur effizienteren Berechnung von Stahlbeton-Tragwerken unter Erdbeben-Einwirkung.

Professor M. Badoux hat dieses hochinteressante und aktuelle Thema gewählt und mir die Durchführung dieser Forschungsarbeit anvertraut. Dafür, und für seine Initiative, Kritik und Ermutigung möchte ich ihm ganz herzlich danken. Unterstützung erhielt ich auch von den Mitgliedern des "Institut de statique et structures – béton armé et précontraint". Speziell nennen möchte ich Dr. Stéphane Rossier für seine Hilfe bei meinen Anfängen im Programmieren in Fortran. Wertvolle Kommentare steuerte Dr. Olivier Burdet bei. Hannes Ludescher aus dem Nachbarinstitut und weitere Kolleg(inn)en koreferierten die Rohfassung des Textes.

Für diese Arbeit war ich darauf angewiesen, die Ausführungspläne von bestehenden Gebäuden benützen zu können. Diese haben wir von zahlreichen Institutionen, Eigentümern und Ingenieuren erhalten, was an dieser Stelle herzlich verdankt werden soll. Dann gebührt ein grosser Dank den Mitgliedern der Jury, die die Arbeit begutachtet und teilweise begleitet haben.

November 2000, K. Peter

"Du mit deiner Statistik!" sagt sie. "Wenn ich hundert Töchter hätte, alle von einer Viper gebissen, dann ja! Dann würde ich nur drei bis zehn Töchter verlieren. Erstaunlich wenig! Du hast vollkommen recht." ... "Ich habe nur ein einziges Kind!"

(aus "Homo faber", 1957, von Max Frisch)

# Inhalts-Übersicht

Vorwort	i
Inhalts-Verzeichnis	iv
Zusammenfassung, Summary, Résumé	ix
1 Einführung	1
2 Stand der Kenntnisse	9
3 Bestehende Stahlbeton-Gebäude in der Schweiz	45
4 Nicht-lineare Berechnung von Beispielgebäuden	65
5 Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens	113
6 Folgerungen und Ausblick	139
Anhänge	
A Was geschieht bei einem Erdbeben ?	147
B Erdbeben-Gefährdung der Schweiz	151
C Standards zur Erdbeben-Überprüfung bestehender Gebäude	157
D Stahlbetonbau in den 50er und 60er Jahren	185
E Idarc2d, in der Version 561ida302	199
F Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente	207
G Schäden und Grenzzustände von Tragwerks-Elementen	221
H Nicht-lineare Berechnungen von Beispielgebäuden	231
J Probabilistische Berechnungen	261
Literatur	271
Glossar	279
CV	285

# Inhalts-Verzeichnis

<b>ZUSAMMENFASSUNG, SUMMARY, RÉSUMÉ</b>	<b>IX</b>
<b>1 EINFÜHRUNG</b>	<b>1</b>
1.1 Motivation	1
1.2 Vorgabe für die Forschungs-Arbeit	5
1.3 Ausgeführte Arbeit	6
1.4 Gliederung des Berichtes	8
<b>2 STAND DER KENNTNISSE</b>	<b>9</b>
2.1 Einleitung	9
2.2 Grundlegende Konzepte	9
2.2.1 Vorgehen in Stufen bei der Erdbeben-Beurteilung bestehender Gebäude	9
2.2.2 Bemessung und Überprüfung	10
2.2.3 "performance based design"	10
2.3 Tragwerksberechnungen für Erdbeben-Einwirkung	11
2.3.1 Das Kapazitätsspektrum-Verfahren	11
2.3.2 Dynamisches Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden	19
2.3.3 Tragendes (unbewehrtes) Mauerwerk	25
2.4 Nicht-lineare Modellierung von Stahlbeton	31
2.5 Überprüfung von bestehenden Bauwerken für beliebige Einwirkungen	32
2.6 Umgang mit Risiko	38
2.6.1 Risiko-Wahrnehmung	38
2.6.2 "Technische" Risiko-Definitionen	39
2.6.3 Risiko-Vergleiche	40
2.6.4 Risiko-Management	42
<b>3 BESTEHENDE STAHLBETON-GEBÄUDE IN DER SCHWEIZ</b>	<b>45</b>
3.1 Studium bestehender Stahlbeton-Gebäude	45
3.2 Beispielgebäude	47
3.2.1 Gebäude VID	47
3.2.2 Gebäude CED	49
3.2.3 Gebäude PMS	51
3.2.4 Gebäude KJA	53
3.3 Konstruktion und Baumaterial	55
3.3.1 Ältere Normen	55
3.3.2 Bemessungskonzepte	56
3.3.3 Horizontale Einwirkungen	57
3.3.4 Konstruktion	58
3.3.5 Baumaterialien	59
3.3.6 Beurteilung der natürlichen Duktilität des Stahlbetons	62

<b>4</b>	<b>NICHT-LINEARE BERECHNUNG VON BEISPIELGEBÄUDEN</b>	<b>65</b>
4.1	Kapazitätsspektrum-Verfahren für Tragwandgebäude	65
4.1.1	Warum nicht-linear statische Analyse-Verfahren ?	65
4.1.2	Nicht-linear statische Verfahren und Tragwände ?	69
4.1.3	Vorschlag für das Kapazitätsspektrum-Verfahren bei Gebäuden mit Stahlbeton-Tragwänden	73
4.1.4	Auf der sicheren Seite ?	78
4.2	Nicht-lineare Modellierung von Stahlbeton	79
4.2.1	Idarc2d	79
4.2.2	Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente	82
4.2.3	Erdbebenkapazität und Grenzzustands-Kriterien	86
4.3	Gebäude-Berechnungen	89
4.3.1	Grundlagen und Auswertung der Gebäude-Berechnungen	89
4.3.2	Beispielgebäude VID	93
4.3.3	Lineare Vergleichsberechnungen	104
4.3.4	Beurteilung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens	105
4.3.5	Vereinfachte Berechnung von Tragwerken mit Tragwänden	107
<b>5</b>	<b>BEURTEILUNG DES ERDBEBEN-VERHALTENS</b>	<b>113</b>
5.1	Zuverlässigkeits-Analyse	113
5.1.1	Überprüfung nach den Kriterien der Normen	113
5.1.2	Aktualisierung des Widerstandes mit deterministischen Ansätzen	114
5.1.3	Erdbebentauglichkeit	116
5.1.4	Zuverlässigkeits-Analyse mit dem Erdbebentauglichkeits-Parameter	117
5.1.5	Zuverlässigkeit der Beispielgebäude	120
5.2	Risiko-Analyse	123
5.2.1	Gebäudeschaden-Risiko der Beispielgebäude	123
5.2.2	Individuelles Todesfall-Risiko	128
5.2.3	Verhältnismässigkeit von Erdbebenertüchtigungs-Massnahmen	129
5.3	Empfehlungen zur Erdbeben-Überprüfung	131
5.3.1	Übersicht über Beurteilungs-Kriterien	131
5.3.2	Empfehlung für die Wahl von Überprüfungs-Kriterien	133
<b>6</b>	<b>FOLGERUNGEN UND AUSBLICK</b>	<b>139</b>
6.1	Schlussfolgerungen	139
6.2	Ausblick	143
 <b>ANHÄNGE</b>		
<b>A</b>	<b>WAS GESCHIEHT BEI EINEM ERDBEBEN ?</b>	<b>147</b>
<b>B</b>	<b>ERDBEBEN-GEFÄHRDUNG DER SCHWEIZ</b>	<b>151</b>
B.1	Erdbeben-Gefährdung	151
B.2	Erdbeben-Einwirkungen für Tragwerks-Berechnungen	152

<b>C</b>	<b>STANDARDS ZUR ERDBEBEN-ÜBERPRÜFUNG BESTEHENDER GEBÄUDE</b>	<b>157</b>
C.1	Europäische Norm ENV 1998	157
C.2	Richtlinien für Erdbeben-Ertüchtigungen in den USA (FEMA-273)	161
C.2.1	Wissenstransfer und Förderung des Erdbebenschutzes in den USA	161
C.2.2	Richtlinien FEMA-273	162
C.3	Standard der Erdbeben-Überprüfung in Japan	180
C.4	Richtlinie SIA 462	182
C.5	Erdbeben-Überprüfung von Mauerwerksbauten	184
<b>D</b>	<b>STAHLBETONBAU IN DEN 50ER UND 60ER JAHREN</b>	<b>185</b>
D.1	Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton	185
D.1.1	Ältere Normen	185
D.1.2	Konstruktion	185
D.2	Baumaterialien	189
D.2.1	Beton	189
D.2.2	Bewehrungsstahl	190
D.2.3	Mauerwerk	196
<b>E</b>	<b>IDARC2D, IN DER VERSION 561IDA302</b>	<b>199</b>
E.1	Idarc2d	199
E.2	Version 5.0	199
E.3	Version 561ida302 des Programms Idarc2d	200
E.4	Benutzer-Anweisungen input-Datei	202
<b>F</b>	<b>BESTIMMUNG DER EIGENSCHAFTEN DER MAKROELEMENTE</b>	<b>207</b>
F.1	Kalibrationen von Stahlbeton-Tragwänden	207
F.2	Tragende Mauerwerkswände	217
F.3	Einfluss der Nachgiebigkeit des Baugrundes	218
<b>G</b>	<b>SCHÄDEN UND GRENZZUSTÄNDE VON TRAGWERKS-ELEMENTEN</b>	<b>221</b>
G.1	Schäden an Stahlbeton-Tragwerken	221
G.1.1	Mechanische Tragwerksschädigung	221
G.1.2	Tragwerksschäden als Beeinträchtigung des Erdbeben-Verhaltens	222
G.1.3	Tragwerksschäden als Kosten aus Reparatur und Nutzungsunterbruch	223
G.2	Grenzzustände von Stahlbeton-Elementen für die Berechnung der Beispielgebäude	224
G.2.1	Stahlbeton-Tragwände mit inelastischen Biegeverformungen, primäre Elemente	225
G.2.2	Stahlbeton-Tragwände mit inelastischen Schubverformungen, primäre Elemente	227
G.2.3	Stahlbeton-Stützen mit inelastischen Biegeverformungen, primäre Elemente	228
G.2.4	Verhalten von tragenden, unbewehrten Mauerwerkswänden, primäre Elemente	229

---

<b>H</b>	<b>NICHT-LINEARE BERECHNUNGEN VON BEISPIELGEBÄUDEN</b>	<b>231</b>
H.1	Material-Eigenschaften	231
H.2	Beispielgebäude VID	232
H.3	Gebäude CED	241
H.4	Gebäude PMS	247
H.5	Gebäude KJA	252
H.6	Lineare Vergleichsberechnungen	258
<b>J</b>	<b>PROBABILISTISCHE BERECHNUNGEN</b>	<b>261</b>
J.1	Warum probabilistische Untersuchungen ?	261
J.2	Untersuchung einer norm-konform bemessenen Tragwand	261
J.3	Monte-Carlo-Verfahren angewandt auf Beispielgebäude	266
J.3.1	Gebäude VID	267
J.3.2	Gebäude 'VID-Schub'	267
J.3.3	Gebäude CED	268
J.3.4	Gebäude PMS	268
J.3.5	Gebäude KJA	269
	<b>LITERATUR</b>	<b>271</b>
	<b>GLOSSAR</b>	<b>279</b>
	<b>CV</b>	<b>285</b>



## Zusammenfassung

Bei Erdbeben der vergangenen Jahre wurden weltweit ältere Gebäude als überdurchschnittlich verletzlich identifiziert. Es besteht daher ein Interesse, die Verletzbarkeit älterer Gebäude zu untersuchen. Dies ist auch in der Schweiz der Fall, wo das Bewusstsein für die Erdbeben-Gefährdung im letzten Jahrzehnt zugenommen hat. Diese Arbeit untersucht Schweizer Stahlbeton-Gebäude, die vor der Einführung von Erdbebenschutz-Vorschriften 1970 bzw. der Erhöhung der Einwirkungen 1989, erstellt wurden. Diese Erdbebenschutz-Vorschriften liessen die massgebenden horizontalen Einwirkungen auf Gebäude auf ein Vielfaches ansteigen. Wegen der intensiven Bautätigkeit in den 50er und 60er Jahren ist es möglich, dass in dieser Periode viele erdbeben-verletzliche Stahlbeton-Gebäude erstellt wurden.

Die Ziele dieser Arbeit wurden für die Entwicklung von Überprüfungs-Verfahren und die Untersuchung der Verletzbarkeit bestehender Gebäude wie folgt festgelegt. An erster Stelle steht das Testen eines nicht-linear statischen Berechnungs-Verfahrens an bestehenden Stahlbeton-Gebäuden. Dann sind Empfehlungen herzuleiten für die Überprüfung bestehender Gebäude. Schliesslich ist die Kenntnis der Bauweise dieser Stahlbeton-Gebäude eine Voraussetzung für diese Arbeit.

Eine Feldstudie zu Stahlbeton-Gebäuden der genannten Periode wurde in Basel und im Wallis unternommen. Es zeigte sich, dass die grosse Mehrheit der Gebäude Tragwände aufweist, die einen gewissen Widerstand gegen horizontale Kräfte bieten. Weiter wurden die Eigenschaften der Baumaterialien studiert. Das plastische Verformungs-Verhalten der Bewehrungsstähle ist geeignet, um ein duktiler Biegeverhalten der Stahlbeton-Elemente zu ermöglichen.

Für die detaillierte Überprüfung bestehender Gebäude möchte man wegen den hohen Kosten von Ertüchtigungs-Massnahmen sowohl eine Unterschätzung wie auch eine Überschätzung des Erdbeben-Verhaltens vermeiden. (Bei der Bemessung eines neuen Gebäudes ist es mit geringem Aufwand möglich, das Erdbeben-Verhalten zu verbessern.)

Unter diesen Rahmenbedingungen wird ein nicht-linear statisches Berechnungs-Verfahren getestet. Es handelt sich um die "capacity spektrum method", die in den USA für die Berechnung duktiler Rahmen-Tragwerke entwickelt wurde. Diese approximative Methode wurde erweitert, um Tragwerke mit Tragwänden berechnen zu können. Sie wird als Kapazitätsspektrum-Verfahren bezeichnet. Gemäss diesem Vorschlag werden zwei "push over" Analysen durchgeführt, um die duktilen und die nicht-duktilen Versagensmodi von Stahlbeton-Tragwänden detektieren zu können. In der einen push over Analyse werden die maximalen Verformungen berechnet unter den Trägheitskräften der ersten Biege-Eigenform. In einer zweiten "push over" Analyse werden die Kräfte nach Massgabe der ersten und der zweiten Biege-Eigenform auf die Stockwerke verteilt, um die Schubbeanspruchung zu untersuchen.

Das Kapazitätsspektrum-Verfahren wurde auf vier Beispielgebäude angewendet. Diese Gebäude wurden auch in nicht-linear dynamischen Zeitverlaufs-Berechnungen analysiert. Die Vergleiche fallen grundsätzlich positiv aus für das Kapazitätsspektrum-Verfahren. Weitere Resultat-Vergleiche wurden mit linearen Berechnungen vorgenommen. Sie zeigen, dass das Erdbeben-Verhalten mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren besser geschätzt wird.

Zur Beurteilung des ermittelten Erdbeben-Verhaltens der Beispielgebäude wurde das Kriterium der Tragsicherheit und Risiko-Kriterien angewendet. Durch diese Beispiele werden einige Vor- und Nachteile der beiden Kriterien-Typen offensichtlich gemacht. Darauf aufbauend wurden Empfehlungen für die Wahl der Beurteilungs-Kriterien hergeleitet.

## Summary

Recent earthquakes world-wide revealed older buildings to be more vulnerable than structures that follow modern earthquake resistant design. There is therefore an interest in investigating the seismic vulnerability of older buildings. This is also the case in Switzerland, where the awareness of the seismic risk has increased during the past decade. This research focuses on Swiss reinforced concrete buildings built before the introduction of seismic design requirements in 1970, which were improved in 1989. Their introduction led to substantial increases in horizontal design loads. As there was intense construction activity in Switzerland in the 1950s and 60s, it is possible that many seismically vulnerable structures were built during this period.

The goals of this project were fixed to contribute to the improvement of seismic evaluations and to study the vulnerability of older Swiss reinforced concrete buildings. At first, the project aims at testing a non-linear static analysis procedure on existing reinforced concrete structures. Next, recommendations should be proposed for the seismic evaluation of existing structures. Of course, knowledge of the construction of these buildings is a condition for the project.

A field survey was conducted on reinforced concrete buildings built in the 1950s and 60s in the city of Basel and the Valais canton. It was found that – with few exceptions – the buildings have bearing walls that provide a minimum horizontal resistance. The construction materials used in that period were studied. The post yield behaviour of the reinforcing steel is appropriate for a ductile flexural response of the reinforced concrete elements.

In a detailed evaluation of existing structures, the structural response should be modelled as close to reality as possible. Since retrofit measures are expensive, an underestimation (as well as an overestimation) of the seismic performance should be avoided. (This differs from seismic design, where an improved performance can be achieved for little additional cost.)

Considering this aspects, the "capacity spectrum method", a non-linear static analysis procedure, was evaluated. The method was developed in the USA for the analysis of ductile frame structures and uses a number of simplifying assumptions. The method was extended to allow the analysis of bearing wall structures. The conducted work confirmed the effectiveness of the proposition: Two push over analyses are conducted to detect the ductile and non-ductile failure modes of bearing walls. In the first push over analysis the maximum deformations resulting from the first flexural mode of deformation are estimated. In the second push over analysis, the shear resistance of the bearing walls is evaluated using the inertial forces induced by the first and second flexural modes of deformation.

With these extensions the capacity spectrum method was applied to four example buildings. These buildings were also calculated by a non-linear dynamic time-history

analysis as well as a linear analysis. Comparison of the results from the capacity spectrum method and the non-linear dynamic time-history analysis shows that the capacity spectrum method is a reliable analysis tool. Comparison of the results with the linear analysis shows that an improved estimation of the seismic response is obtained using the capacity spectrum method.

Risk and reliability criteria were applied to evaluate the estimated seismic response of the example buildings. These examples illustrate the advantages and disadvantages of these two types of criteria. Based on these experiences, recommendations were developed for the selection of evaluation criteria.

## Résumé

Les séismes survenus récemment dans le monde entier ont révélé la vulnérabilité des structures anciennes. Il est donc intéressant d'étudier leur vulnérabilité, également en Suisse, où l'appréhension du risque sismique a augmenté au cours des dernières années. Cette recherche étudie les structures en béton armé construites avant l'introduction de normes parasismiques en 1970 améliorées en 1989. Ces prescriptions ont induit une augmentation importante des charges horizontales de dimensionnement agissant sur les structures. Comme beaucoup de bâtiments ont été construits dans les années cinquante et soixante, il est possible qu'il existe un grand nombre de structures sismiquement vulnérables datant de cette époque.

Pour contribuer au développement des évaluations sismiques et pour étudier la vulnérabilité de bâtiments existants, les buts de ce travail ont été fixés comme suit: d'abord, une méthode de calcul non-linéaire statique est à appliquer à des structures de bâtiments existants afin de la tester. Puis, des recommandations sont à développer pour l'évaluation sismique de bâtiments existants. Ce travail ne peut évidemment être effectué qu'en disposant des connaissances de la construction des bâtiments des années cinquante et soixante.

Une étude portant sur des bâtiments de cette époque a été entreprise à Bâle et en Valais. Il a été constaté que la très grande majorité des bâtiments sont rigidifiés latéralement par des murs porteurs, qui offrent aussi une résistance latérale. Ensuite, les propriétés des matériaux de construction ont été étudiées. Les propriétés plastiques de l'armature après l'écoulement sont aptes à permettre un comportement flexionnel ductile des éléments en béton armé.

Dans le contexte d'une évaluation détaillée il est important d'analyser le comportement d'une structure de manière la plus réaliste possible. Comme les assainissements parasismiques sont en général très coûteux, on aimerait éviter toute surestimation ou sous-estimation de la performance sismique. (Lors du dimensionnement initial par contre, il est possible – sans grands coûts – d'augmenter la performance sismique.)

En respectant ces conditions on a testé une méthode d'analyse statique non-linéaire. Il s'agit de la "capacity spectrum method", qui a été développée aux Etats-Unis pour l'analyse de structures en cadre ductiles. Cette méthode suit une approche approximative et a été étendue afin de pouvoir analyser des structures avec des murs porteurs. La méthode proposée consiste à effectuer deux analyses "push over" pour détecter les modes de rupture ductiles et non-ductiles d'un mur porteur. La première analyse "push over" sert à calculer les déplacements maximaux sous les forces d'inertie du premier mode flexionnel. Pour la deuxième analyse "push over", les forces d'inertie de plusieurs modes sont pris en considération afin d'analyser la sollicitation d'effort tranchant dans les murs.

La "capacity spectrum method" étendue a été appliquée à quatre bâtiments, qui ont également été analysés par des calculs non-linéaires dynamiques. Les résultats de ces derniers ont été utilisés comme référence pour évaluer la fiabilité de la "capacity spectrum method" étendue. La fiabilité de celle-ci est confirmée pour les exemples analysés. Finalement, les quatre bâtiments ont été calculés avec des méthodes linéaires. La comparaison avec les résultats des analyses non-linéaires montre que l'estimation du comportement sismique de la "capacity spectrum method" est meilleure qu'avec les méthodes linéaires.

Des critères de risque et de fiabilité ont été appliqués à ces exemples. Ils ont mis en évidence les avantages et inconvénients de ces deux critères. Sur la base de ces expériences, des recommandations pour le choix des critères d'évaluation ont été développées.

# 1 Einführung

Dieser Abschnitt soll einen Einblick in die Motivation, die Ziele und Randbedingungen dieser Arbeit geben. Ein thematischer Überblick über die ausgeführte Arbeit und die Gliederung des Berichtes sollen den Einstieg weiter erleichtern.

## 1.1 Motivation

### Bedarf zur Erforschung der Erdbeben-Verletzbarkeit

Erdbeben-Verletzbarkeit  
älterer Gebäude

Weltweit haben verschiedene Erdbeben-Ereignisse der jüngeren Vergangenheit die Verletzbarkeit von älteren Gebäuden offenbart, die nicht nach modernen Erdbeben-Normen bemessen sind. Zu dieser Gebäudegruppe zählte ein überwiegender Teil der stark beschädigten bzw. eingestürzten Gebäude beim Erdbeben von Kobe 1995. Bei den neueren Gebäuden aller Bauweisen sind die Schäden insgesamt deutlich kleiner [Maki et al. 2000]. Während es einerseits als positiv zu betrachten ist, dass die Erdbeben-Normen einen wirkungsvollen Erdbebenschutz ermöglichen, so ist andererseits zu beachten, dass fast überall ein grosser Anteil des Gebäude-Inventars vor der Entwicklung dieser modernen Normen erstellt wurde. Die Erdbeben-Ingenieure weltweit haben dieses Risiko durch bestehende Gebäude erkannt und als Herausforderung identifiziert [Hamburger 1997].

Bewusstsein für das  
Erdbeben-Risiko in der  
Schweiz

Auch in der Schweiz haben Fachleute die Erdbeben-Gefahr erkannt. Verschiedene Publikationen widerspiegeln dies: "Katanos" [Bundesamt für Zivilschutz 1995], "Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung in der Schweiz" [Bachmann et al. 1998a]. Diese Publikationen weisen auf eine Naturgefahr hin, die von der Öffentlichkeit nicht eigentlich als Bedrohung wahrgenommen wird, wie sich in einer Umfrage der Zeitschrift "Facts" ergab (<sup>1</sup>). Zuzufolge der vergleichenden Risikostudie "Katanos" jedoch verursacht die Naturgefahr Erdbeben einen grossen Teil – rund ein Viertel – der Summe des Naturgefahren-Risikos in der Schweiz. Verantwortliche verschiedener Gemeinwesen nehmen das Erdbeben-Risiko ernst und es wurde in mehreren Kantonen damit begonnen, bestehende Gebäude auf ihre Erdbeben-Verletzbarkeit zu untersuchen. In diesen Rahmen schreibt sich auch diese Arbeit ein.

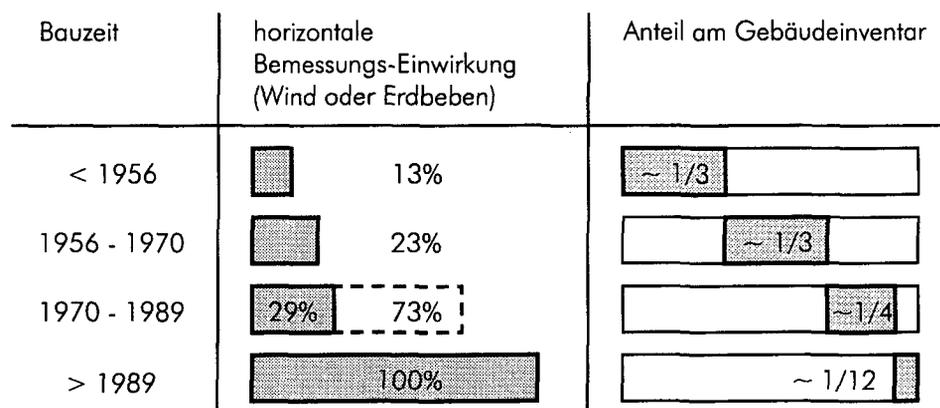
Erdbeben-Vorschriften in der  
Schweiz

Auch in der Schweiz wurde ein grosser Teil des Gebäude-Inventars vor der Einführung von wirksamen Erdbeben-Vorschriften erstellt. Solche Vorschriften wurden erst 1989 in die Normen des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins SIA eingeführt [SIA 160 1989]. Von 1970 bis 1989 beschränkten sich die Vorschriften darauf, dass der horizontale Widerstand nicht weniger als 2% des Eigengewichtes (oder wenn es die lokalen Behörden vorschrieben 5%) betragen durfte. Vor 1970 gab es keine

---

<sup>1</sup> "Facts", Ausgabe Nr. 40, 1997; Herausgeber TA-Media AG, Zürich

Erdbeben-Vorschriften und für den seitlichen Widerstand eines Gebäudes waren alleine die Wind-Einwirkungen massgebend [SIA 1994b]. Im allgemeinen haben mit der Einführung der Erdbeben-Vorschriften in der Normengeneration von 1989 die für die Bemessung massgebenden seitlichen Einwirkungen erheblich zugenommen (Figur 1.1).



Figur 1.1: Horizontale Bemessungs-Einwirkungen für ein neun-stöckiges Gebäude im Raume Basel nach den Normen SIA in den letzten 50 Jahren. Von 1970 bis 1989 konnten die lokalen Behörden höhere Erdbeben-Einwirkungen vorschreiben (gestrichelte Linie).

Alter und Bemessung der bestehenden Gebäude

Weil die heute vorhandenen Gebäude in der Schweiz zu einem beträchtlichen Teil während den 50er und 60er Jahren erstellt wurden, gibt es eine grosse Zahl von Gebäuden, die möglicherweise einen viel kleineren Widerstand gegen seitliche Einwirkungen aufweisen, als dies nach heutigen Normen der Fall sein sollte. Und damit gibt es möglicherweise auch eine grosse Zahl von erdbeben-verletzbaeren bestehenden Gebäuden. Abschätzungen aufgrund von Analysen des Schweizer Gebäude-Inventars [Wüest 1995] haben ergeben, dass rund zwei Drittel der bestehenden Gebäude vor der Einführung von Erdbeben-Vorschriften erstellt wurden (Figur 1.1).

Stahlbeton-Gebäude mit Tragwänden

Seit etwa 1950 wurden viele mehrstöckige Gebäude in Stahlbeton erstellt. Es gibt daher vermutlich eine erhebliche Anzahl von Stahlbeton-Gebäuden, die nicht auf Erdbeben bemessen wurden. Im allgemeinen sind diese Gebäude mit Tragwänden ausgesteift. Diese Tatsache lässt hoffen, dass das Erdbeben-Verhalten älterer Stahlbeton-Gebäude nicht so schlecht ist, wie es die früher kleineren Bemessungs-Einwirkungen vermuten lassen. Denn es hat sich gezeigt, dass Tragwand-Gebäude durchaus ein gutes Erdbeben-Verhalten aufweisen [Fintel 1995].

Bedarf, die Erdbeben-Verletzbarkeit zu bestimmen

Zusammenfassend kann man sagen, dass das Erdbeben-Risiko als bedeutend eingeschätzt wird und dass viele Gebäude mit Normen bemessen wurden, die aus heutiger Sicht als unzureichend erachtet werden. Es erscheint daher angebracht, die Erdbeben-Verletzbarkeit bestehender Stahlbeton-Gebäude (und von anderen bestehenden Gebäuden) zu untersuchen. Gleichzeitig ist festzuhalten, dass ein immenses Interesse

daran besteht, das Erdbeben-Verhalten realistisch vorherzusagen. Denn Massnahmen zur Reduktion der Erdbeben-Verletzbarkeit eines bestehenden Gebäudes sind teuer.

### **Untersuchung der Erdbeben-Verletzbarkeit**

Grob-Beurteilung mit geringem Aufwand

Es existieren verschiedene Ansätze, um die Verletzbarkeit von Gebäuden zu untersuchen. In einem ersten Untersuchungs-Schritt werden oft Überprüfungs-Verfahren angewendet, die es erlauben, mit wenig Aufwand ein Gebäude grob zu beurteilen. So ist es möglich, eine ganze Gruppe von Gebäuden zu beurteilen und die Gebäude mit unklarem oder ungünstigem Erdbeben-Verhalten zu identifizieren [Bürge et al. 1997]. Für die Gebäude mit möglicherweise ungenügendem Erdbeben-Verhalten ist es in einem zweiten Schritt angezeigt, eine detailliertere Berechnung durchzuführen.

Schäden

Diese detaillierte Berechnung muss die Frage beantworten können, ob bauliche Erdbebenschutz-Massnahmen tatsächlich notwendig sind. Dies ist im allgemeinen dann der Fall, wenn die zu befürchtenden Erdbeben-Schäden gross sind oder gar ein Einsturz wahrscheinlich ist. Schäden oder Versagen können durch ungenügendes Verhalten der Foundation bzw. des Baugrundes verursacht werden oder durch Verformungen des Tragwerks, die am Tragwerk selbst Schäden verursachen oder die nicht-tragenden Bauwerksteile in Mitleidenschaft ziehen. In dieser Arbeit wird das Verhalten von Stahlbeton-Tragwerken untersucht. Beschädigungen wie Versagen treten bei diesen durch inelastische Verformungen mit unterschiedlich ausgeprägtem plastischen Verhalten ein.

Nicht-lineare Tragwerks-Modelle

Somit muss eine Erdbeben-Berechnung des Tragwerks das Problem lösen, für stark wechselnde Beanspruchungen die inelastischen Verformungen des Tragwerks vorherzusagen. Und es sind die Schäden, die durch die inelastischen Verformungen auftreten, zu quantifizieren. Es ist zweckmässig, für diese Problemstellung nicht-lineare Modelle zu benützen.

Probabilistische Ansätze

Es ist ausserdem wünschenswert, für das Resultat der Berechnungen die Unschärfe, d.h. den Streubereich von wahrscheinlichen Werten, zu ermitteln. Dies führt zur Anwendung von probabilistischen Ansätzen. Diese sind bei der Überprüfung bestehender Tragwerke für beliebige Einwirkungen weit verbreitet. Dank probabilistischen Ansätze können unscharfe Eingangsgrössen in angemessener Form verarbeitet werden. Viele bei einer Erdbeben-Überprüfung auftretende Grössen sind mit einer grossen Streuung behaftet. Einerseits trifft dies auf Häufigkeit und Grösse der Erdbeben-Einwirkungen selbst zu und andererseits auch auf das Tragwerks-Verhalten. Das zyklische Verhalten von Stahlbeton-Teilen ist nämlich wesentlich weniger gut bekannt als etwa das Verhalten unter monoton wachsenden Einwirkungen.

Überprüfung versus Bemessung

Die oben erwähnte nicht-lineare Modellierung des Tragwerks und probabilistische Ansätze helfen, die Beurteilung eines bestehenden Gebäudes auf einer möglichst wirklichkeitsnahen und zuverlässigen Basis durchzuführen. Damit soll einerseits verhindert werden, das Erdbeben-Verhalten eines Gebäudes zu positiv zu beurteilen. Andererseits soll auch vermieden werden, zur Gewährleistung eines geforderten Verhaltens unnötige Erdbebenschutz-Massnahmen anzuordnen. Denn nachträglich in

ein bestehendes Tragwerk eingebaute Erdbebenschutz-Massnahmen sind im allgemeinen sehr teuer.

Beim Bau eines neuen Gebäudes dagegen fallen die Kosten für die Erdbebenbemessung im allgemeinen kaum ins Gewicht. Es ist daher bei der Bemessung eines neuen Tragwerks nicht störend, wenn das Verhalten besser ist als gefordert wird. Bei der Erdbebenbemessung reichen daher oft einfachere Berechnungsverfahren aus. Dies trifft oft auch für die Bemessung auf andere Einwirkungen zu.

### **Nicht-lineare Berechnungs-Verfahren**

Entwicklung der nicht-linearen Berechnungen

Die Entwicklung im Erdbeben-Ingenieurwesen, immer wirklichkeitsnähere Prognosen des Gebäude-Verhaltens zu machen, führt dazu, dass vermehrt nicht-lineare Berechnungen zum Einsatz kommen. Während nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren zwar bereits vor über 20 Jahren entworfen wurden [Freeman et al. 1975], haben sie sich erst seit rund 10 Jahren etabliert. Sie haben Eingang in Dokumente gefunden, die Standards für die Praxis des Erdbeben-Ingenieurwesens setzen (z.B. [ATC-40 1996; FEMA-273 1997]). Gemäss Fachleuten werden in nicht allzu ferner Zeit die nicht-linear dynamischen Berechnungs-Verfahren an Bedeutung gewinnen und so die nicht-linear statischen Verfahren teilweise wieder verdrängen [Hamburger 1997].

Instrument für Ingenieur-Praxis

Für die Ingenieur-Praxis sind nicht-linear dynamische Berechnungen zwar ein genaues und immer anwendbares Verfahren, es ist jedoch auch ein sehr aufwendiges Verfahren: eine umfassende Analyse des Tragwerk-Verhaltens erfordert Berechnungen für mehrere repräsentative Erdbebenzeitverläufe. Dies stellt einen grossen Computer-Rechenaufwand dar. Ausserdem ist auch die Auswertung der Resultate aufwendig. Somit ist eine nicht-linear dynamische Berechnung nicht immer die beste Lösung, weshalb nach Alternativen gesucht wird. Alternative Berechnungs-Verfahren sollten die Tragwerks-Antwort und das Verhalten der Bauwerksteile zuverlässig erfassen und gleichzeitig, um Eingang in die Ingenieur-Praxis zu finden, einen minimalen Rechen- und Arbeits-Aufwand verursachen. Ausserdem ist erwünscht, dass das Verfahren anschaulich ist, und die Resultate leicht nachvollzogen bzw. auf Plausibilität untersucht werden können.

Nicht-linear statische Verfahren

Nicht-linear statische Berechnungen können eine Alternative zu den nicht-linear dynamischen Berechnungen darstellen. Sie sind in vielen Fällen in der Lage, das inelastische Verhalten eines Tragwerkes zu approximieren. Dank dem nicht-linearen Modell können Verformungen berechnet und Schadensprognosen gemacht werden. Die monotone Tragwerks-Berechnung erfordert einen vergleichsweise geringen Rechenaufwand. Schliesslich kann die Erdbeben-Einwirkung in Form eines Antwortspektrums definiert werden.

Indessen ist der Anwendungs-Bereich der nicht-linear statischen Verfahren beschränkt und die Grenzen der Anwendung sind nicht genau bekannt. Verschiedene Aspekte der nicht-linear statischen Verfahren beruhen auf Schätzungen, so dass die Genauigkeit der Verfahren begrenzt ist. Zu diesen Aspekten gehört die Ermittlung der maximalen Gebäude-Verschiebung, der Einfluss der höheren Eigenformen und der nicht-

harmonischen Beanspruchungen insbesondere bei kleiner Distanz zum Epizentrum, und schliesslich die Schätzung der auf die Stockwerke wirkenden Trägheitskräfte.

Verschiedene Forschungs-Projekte haben sich den Problemen der nicht-linear statischen Berechnungs-Verfahren gewidmet, wobei es sich meistens um die Anwendung auf Rahmentragwerke handelte. Die Anwendung auf Tragwerke mit Tragwänden wurde bisher weniger intensiv untersucht.

Es stellt sich nun die Frage, ob im Schweizer Kontext, insbesondere der verbreiteten Bauweise mit Stahlbeton-Tragwänden, nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren mit Erfolg für Erdbeben-Überprüfungen eingesetzt werden können.

### **Beurteilungs-Kriterien**

Nicht nur die Berechnung, auch die Beurteilungs-Kriterien sind bei einer Überprüfung von Bedeutung. Die gültigen Normen und Richtlinien SIA [SIA 462 1994a] geben uns hierzu eine Grundlage. Bei der Überprüfung von bestehenden Tragwerken z.B. für Verkehrslasten [Bailey 1996] haben sich die modernen Verfahren jedoch weit von den Verfahren wegbewegt, die in den Richtlinien SIA 462 erläutert sind. Die internationale Forschergemeinde diskutiert zur Zeit intensiv neue Konzepte zur Erdbeben-Bemessung. Der Trend geht weg von der Bemessung auf Tragsicherheit für ein einziges Referenz-Erdbeben hin zu Bemessungs-Kriterien, die Anforderungen auf mehreren Einwirkungs-Niveaus formulieren ("performance based design").

## **1.2 Vorgabe für die Forschungs-Arbeit**

Einordnung der Arbeit

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der detaillierten Erdbeben-Berechnung von Stahlbeton-Gebäuden. Wenn bei der Erdbeben-Überprüfung in mehreren Etappen vorgegangen wird, erfolgt eine detaillierte Erdbeben-Berechnung erst am Schluss und nur dann, wenn die vorhergehenden Analysen nicht zu einem eindeutigen Resultat geführt haben [Bürge et al. 1997].

Ziele dieser Forschungsarbeit

Die Ziele dieser Forschungsarbeit können folgendermassen zusammengefasst werden:

1. Testen eines nicht-linear statischen Verfahrens zur Erdbeben-Berechnung von Gebäuden mit Stahlbeton-Tragwänden. Das hier zu testende Verfahren, das auf der "capacity spectrum method" [ATC-40 1996] beruht, soll an einigen bestehenden Beispielgebäuden getestet werden.
2. Empfehlungen herleiten für die Erdbeben-Überprüfung von bestehenden Stahlbetongebäuden für praktisch tätige Ingenieure.

Es stehen dabei Stahlbeton-Gebäude der 50er und der 60er Jahre im Vordergrund. Die Untersuchung ihrer Bauweise ist eine Teil und eine Voraussetzung für diese Arbeit.

## 1.3 Ausgeführte Arbeit

### Überprüfung

Eine Überprüfung eines Tragwerks umfasst erstens die Untersuchung und Beschreibung des Verhaltens und zweitens die Beurteilung des Verhaltens nach vorbestimmten Kriterien (Figur 1.2 oben). Das erste Ziel der Arbeit, das Testen eines nicht-linear statischen Berechnungs-Verfahrens, stellt damit einen Beitrag zum ersten Teil der Überprüfung dar.

### Nicht-linear statisches Berechnungs-Verfahren

Ein grosser Teil der Arbeit widmet sich der "capacity spectrum method" [ATC-40 1996], die für die Eigenheiten von Tragwänden erweitert wurde und in diesem deutschen Text Kapazitätsspektrum-Verfahren genannt wird. Das Verfahren wurde auf mehrere Beispielgebäude angewendet und die Ergebnisse mit nicht-linear dynamischen Berechnungen verglichen. So wurden Folgerungen gezogen zur Gültigkeit, dem Anwendungsbereich und der Genauigkeit des Kapazitätsspektrum-Verfahrens für Gebäude mit Stahlbeton-Tragwänden. Ausserdem wurden die Gebäude mit linearen Verfahren berechnet, so dass Vergleiche zwischen den vier Berechnungs-Verfahren angestellt werden konnten: linear statische Verfahren, linear dynamische Verfahren, nicht-linear statische Verfahren und nicht-linear dynamische Verfahren. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden genutzt, um ein vereinfachtes Berechnungs-Verfahren für Tragwand-Gebäude herzuleiten.

### Überprüfungs-Kriterien

Dem zweiten Teil der Überprüfung gewidmet ist der Vergleich mehrerer Beurteilungskriterien. Diese ergeben sich oft aus dem Anlass oder Grund der Überprüfung. Mehrere Beurteilungs-Kriterien sind in der Praxis gängig.

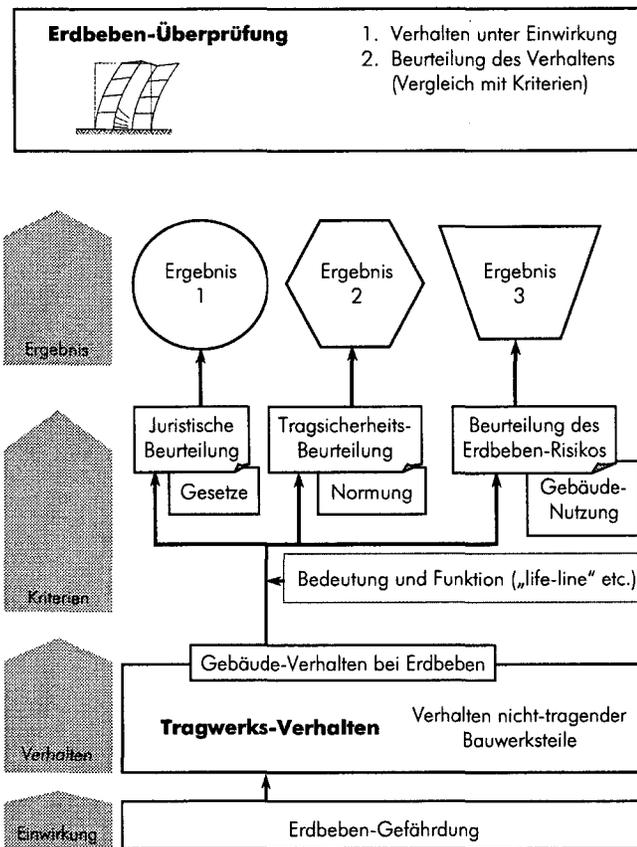
### Tragsicherheits-Nachweis

Eines der grundlegendsten Kriterien ist wohl die Tragsicherheit eines Gebäudes nach Massgabe der Normen. Die wichtigsten Elemente bei einem Tragsicherheits-Nachweis für das Gefährdungsbild Erdbeben sind die Erdbeben-Gefährdung, das Tragwerk-Verhalten und die als Massstab angewendete Norm. Ein Gebäude ist gemäss solchen Kriterien positiv zu beurteilen, wenn die Versagens-Wahrscheinlichkeit beim Norm-Beben ausreichend klein (bzw. die Zuverlässigkeit ausreichend gross) ist.

### Eigentümer-Interessen

Ist die Erdbeben-Sicherheit der Menschen im Gebäude gewährleistet, interessieren sich vor allem die Eigentümer und Benützer eines Gebäudes für das (finanzielle) Risiko. Zur Bestimmung des finanziellen Risikos ist die Gebäude-Nutzung eine wichtige Grösse, wogegen hier die Normen keine Rolle spielen.

Schliesslich kann sich die Erdbeben-Überprüfung eines Gebäudes auch nach anderen Kriterien richten. Es könnte sich z.B. aus Anlass einer Haftpflicht-Klage eine Überprüfung der Einhaltung der "anerkannten Regeln der Baukunst" und der Verhältnismässigkeit von Sicherheits-Massnahmen sein.



Figur 1.2: Eine Überprüfung eines Tragwerks besteht aus der Untersuchung des Verhaltens und dessen Beurteilung. Die vorliegende Arbeit behandelt hauptsächlich die Untersuchung des Tragwerk-Verhaltens bei Erdbeben und die Diskussion der Beurteilungs-Kriterien.

Zusammenfassend kann man sagen, dass allen Erdbeben-Überprüfungen die Aspekte Gefährdung (Einwirkung), Gebäude-Verhalten und die Bedeutung eines Gebäudes bei der Katastrophen-Bewältigung zugrunde liegen. Je nach Standpunkt können weitere Aspekte hinzukommen, wie z.B. die Normen, die Gebäude-Nutzung oder andere. Somit wird das Erdbeben-Verhalten eines Gebäudes nach verschiedenen Kriterien beurteilt. Die Beurteilung kann in Funktion der Kriterien verschieden ausfallen. Dieser Sachverhalt ist in Figur 1.2 dargestellt. Wie sich noch zeigen wird, sind, wird empfohlen, im allgemeinen die Sicherheit der Menschen als Massstab der Beurteilung zu verwenden. Gebäude, die bei der Bewältigung einer Erdbeben-Katastrophe („life-line“) eine Rolle spielen, sollten nach Kriterien der Gebrauchstauglichkeit beurteilt werden und stellen daher einen separaten Kriterien-Typ dar.

Indem mehrere Gebäude bezüglich ihrer Tragsicherheit und ihres finanziellen Erdbeben-Risikos untersucht wurden, konnten konkrete Vergleiche angestellt werden, die zu Empfehlungen bei der Anwendung dieser Verfahren führten.

## **Bautechnik der 50er und 60er Jahre**

Um die Bauweise der Stahlbeton-Gebäude der 50er und 60er Jahre in der Schweiz kennenzulernen, wurde eine Feldstudie durchgeführt. Es wurden rund 50 Gebäude besichtigt und von einem grossen Teil wurden die Ausführungs-Pläne beschafft. Es wurden mehrere Beispielgebäude ausgewählt und deren Erdbeben-Verhalten berechnet. Die Bautechnik dieser Gebäude wurde aufgrund älterer Normen, der Konstruktion und der Material-Eigenschaften studiert. Auf dieser Grundlage lassen sich Rückschlüsse auf das Erdbeben-Verhalten einer ganzen Gebäudepopulation ziehen.

## **1.4 Gliederung des Berichtes**

Der Bericht fährt nach der Einführung bei den Grundlagen der Arbeit, dem Stand der Technik, fort (Kapitel 2 und Anhang C). Weiter, für die Berechnungen und die Vorgehensweise bei Erdbeben-Überprüfungen wichtige Hintergrund-Informationen sind in den Anhängen A und B dargestellt. Es sind dies eine Zusammenstellung von Berichten über Erdbeben (Anhang A) sowie die Erdbeben-Einwirkungen für die Berechnungen (d.h. die Gefährdung und die gewählten Ingenieur-Parameter, Anhang B). Die Eigenschaften der untersuchten Stahlbeton-Gebäude sowie die Bautechnik der 50er und der 60er Jahre werden im Kapitel 3 bzw. im Anhang D beschrieben. Die Erdbeben-Berechnungen und die Beurteilung der Berechnungs-Verfahren sind in Kapitel 4 dargestellt. Vollständig dokumentiert sind die Ergebnisse der nicht-linearen Berechnungen im Anhang H. Die Anhänge E (Rechenprogramm Idarc2d), F (Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente) und G (Schäden und Grenz-zustände von Tragwerks-Elementen) enthalten Grundlagen der nicht-linearen Berechnungen. Die eigentliche Erdbeben-Beurteilung der Beispielgebäude befindet sich im Kapitel 5, zusammen mit den Empfehlungen für die Wahl der Beurteilungs-Kriterien. Im Anhang J sind Resultate der Monte-Carlo-Simulationen wiedergegeben. Die Schlussfolgerungen sind in Kapitel 6 zusammengefasst.

## 2 Stand der Kenntnisse

Dieser Abschnitt bezweckt, den Stand der Technik im Erdbebeningenieurwesen und bei der Beurteilung von bestehenden Tragwerken wiederzugeben, um den Leser mit deren Grundlagen vertraut zu machen. Es sollen die im Zusammenhang wichtigsten Gesichtspunkte beleuchtet werden; eine detaillierte Darstellung aller erwähnten Themen ist in diesem Rahmen unmöglich. Einige wenige Kommentare des Verfassers zu den Quellen sind in geschwungene Klammern eingefasst {}.

### 2.1 Einleitung

Wichtige Grundlagen

Entsprechend dem umfassenden Thema der Überprüfung des Erdbeben-Verhaltens werden in diesem Kapitel verschiedenste Themen angesprochen. Zu Beginn dieses Kapitels werden grundlegende Konzepte kurz dargestellt, die einen wichtigen Teil des Rahmens bilden, in dem die vorliegende Arbeit eingebettet ist. Es sind dies das stufenweise Vorgehen, die Unterscheidung zwischen Überprüfung und Bemessung sowie das "performance based design".

Tragwerks-Berechnung

Es folgt ein Überblick über Richtlinien und Normen zur Erdbeben-Überprüfung bestehender Gebäude, der sowohl internationale wie schweizerische Standards abdeckt. In detaillierterer Form wird dann auf das Kapazitätsspektrum-Verfahren und das Erdbeben-Verhalten von Tragwerks-Elementen eingegangen. Weiter werden in einem kurzen Überblick die Ansätze zur Modellierung von Stahlbeton beschrieben.

Tragsicherheit & Risiko

Dann ist ein Abschnitt dem Stand der Technik bei der Tragsicherheits-Überprüfung von Bauten gewidmet, wie sie z.B. für die Überprüfung von Strassenbrücken gebräuchlich ist. Weil Erdbeben-Einwirkungen selten bis sehr selten sind, erscheint es als angebracht, sich auch mit den Grundlagen von Sicherheit und Risiko auseinanderzusetzen.

### 2.2 Grundlegende Konzepte

#### 2.2.1 Vorgehen in Stufen bei der Erdbeben-Beurteilung bestehender Gebäude

Die Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude erfolgt in mehreren Stufen. Die erste Stufe beschränkt sich darauf, eine grobe Beurteilung vorzunehmen, die wenig Aufwand erfordert, und oft nur auf einem Augenschein basiert. Aufgrund dieser groben Beurteilung kann zwischen Gebäuden unterschieden werden, die ein ausreichendes Erdbeben-Verhalten aufweisen und jenen Gebäuden, wo dies unklar ist. In den folgenden Untersuchungs-Stufen wird man sich nur noch mit der letzteren Gebäude-Gruppe beschäftigen. Eine detaillierte Gebäudeberechnung, unter Umstän-

den mit nicht-linearen Modellen, wird erst in der letzten Stufe durchgeführt und dies nur für eine minimale Anzahl Gebäude.

Ein solches mehr-stufiges Verfahren, das sich vor allem darauf konzentriert, die beschränkten Mittel optimal zur Milderung des Erdbeben-Risikos einzusetzen, wird von [Kölz 2000] vorgeschlagen und auf einen konkreten Gebäudepark angewandt.

## 2.2.2 Bemessung und Überprüfung

Die aktuellen Baunormen werden für den Entwurf und die Bemessung von neuen Bauten entwickelt. Bei einem Neubau verursacht die Erdbeben-Bemessung, insbesondere bei einem geeigneten Entwurf, kaum zusätzliche Kosten. Daher ist eine Bemessung, die in einem besseren Verhalten führt als es die Normen fordern, kaum kostenwirksam. Die Baunormen dürfen daher Ansätze verwenden, die zu Tragwerken mit Widerstands- oder Verhaltens-Reserven führen (konservative Ansätze). Bei bestehenden Gebäuden verhält es sich anders. Wenn ein bestehendes Gebäude aufgrund einer Überprüfung als ungenügend sicher eingestuft wird und deshalb saniert werden muss, so verursacht dies grosse Kosten. Man versucht deshalb, wegen dieser hohen Kosten, das Verhalten eines Tragwerks und die Einwirkungen, die es abzutragen hat, möglichst genau zu bestimmen. Sicherheits-Reserven über das explizit geforderte Mass hinaus sind unerwünscht. Präzise Kenntnisse des Tragwerks bzw. der Einwirkungen erlauben es, richtig über einen baulichen Eingriff zu entscheiden [Brühwiler 2000].

## 2.2.3 "performance based design"

Idealerweise sind die Verhaltens-Ziele für ein bestehendes Gebäude grundsätzlich die gleichen wie für ein neues Gebäude. Allenfalls werden bei bestehenden Gebäuden Kompromisse bei der Erfüllung der Ziele gemacht. Somit gilt also auch für die bestehenden Gebäude, was für die Bemessung von neuen Gebäuden ein anerkanntes Prinzip ist: das "performance based design". Wesentlich an diesem Konzept ist, dass Verhaltens-Ziele für Erdbeben-Einwirkungen verschiedener Intensität gesetzt werden. Damit unterscheidet es sich von vielen Normen, wo Anforderungen für genau eine Einwirkung formuliert werden.

"performance based design"

Das "performance based design" definiert [Bertero 1996] als "die Wahl von geeigneten Systemen, Anordnung, Abmessungen und Detailkonstruktion eines Tragwerks, der nicht-tragenden Bauwerksteile und Gebäudeinhalte, so dass bei den spezifizierten Erdbeben-Intensitäten und Zuverlässigkeits-Anforderungen das Tragwerk nicht stärker beschädigt wird, als in gewissen Grenzzuständen definiert ist." Die Grenzzustände (oder Verhaltens-Ziele) sind nicht von der Erdbeben-Gefährdung abhängig. Verknüpft man die Verhaltens-Ziele (Schaden-Ausmasse) mit einer Eintretens-Wahrscheinlichkeit, ergibt dies ein Entwurfsziel. Ein Beispiel einer Umsetzung des "performance based design" ist im Anhang C, "Standards zur Erdbeben-Überprüfung bestehender Gebäude", Abschnitt C.2.2, "Richtlinien FEMA-273", kurz dargestellt.

## 2.3 Tragwerksberechnungen für Erdbeben-Einwirkung

In diesem Abschnitt sollen einige wenige für die Arbeit grundlegende Gebiete besprochen werden. Es wird vorausgesetzt, dass die klassischen Erdbeben-Berechnungs-Verfahren wie Ersatzkraft-Verfahren, Antwortspektren-Verfahren oder auch die Nicht-linear dynamischen Berechnungs-Verfahren grundsätzlich bekannt sind.

### 2.3.1 Das Kapazitätsspektrum-Verfahren

#### Einleitung

In der Praxis des Erdbebeningenieurwesens sind vier Berechnungsmethoden von recht grosser Bedeutung: das Ersatzkraft-Verfahren und das Antwortspektren-Verfahren werden in den meisten Bemessungs-Normen vorgeschlagen. Nicht-linear dynamische Analysen wurden bisher vor allem für Forschungszwecke eingesetzt. Vor einigen Jahren haben sich als Alternative zu den linearen Berechnungs-Verfahren und den nicht-linear dynamischen Verfahren die nicht-linear statischen Verfahren etabliert [Hamburger 1997].

Nicht-linear statische  
Berechnungs-Verfahren

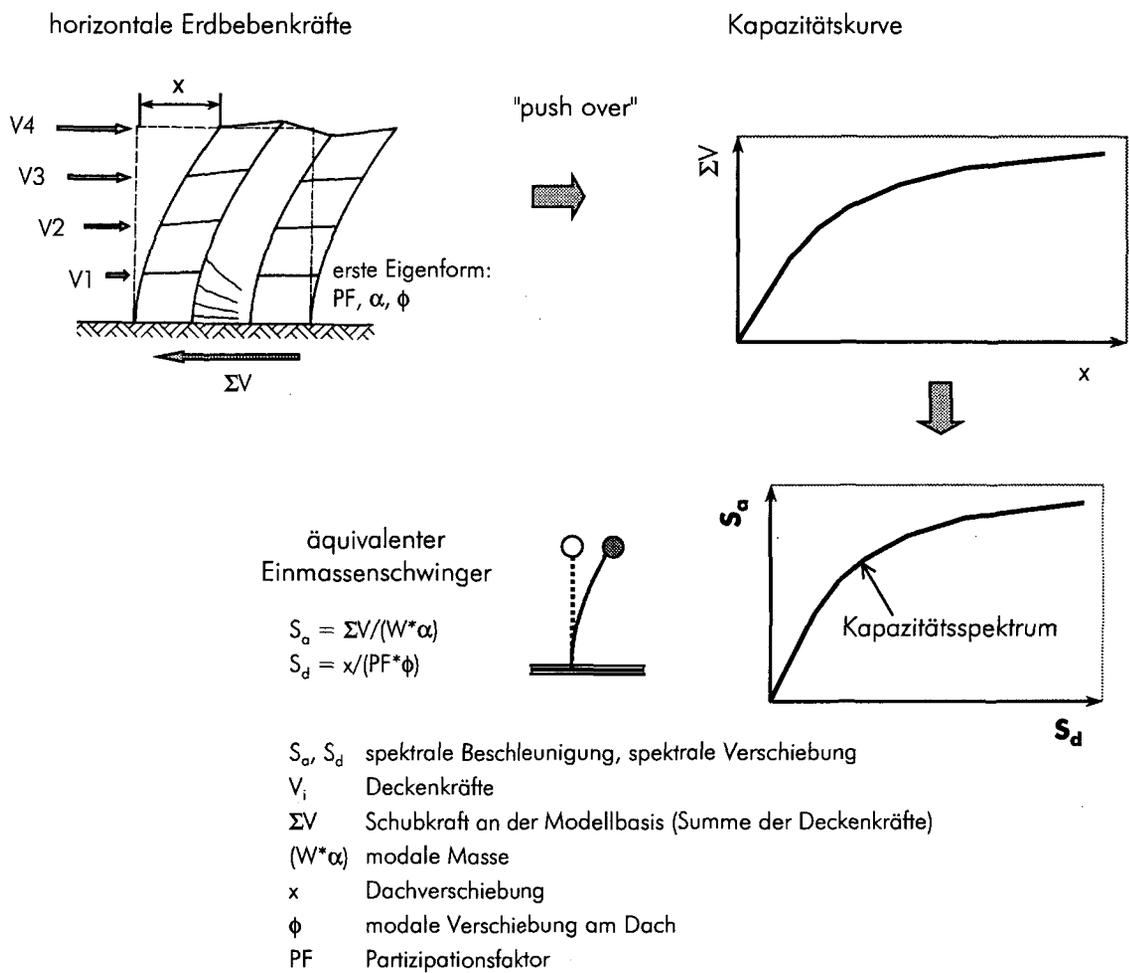
Obwohl bereits in den 70er Jahren nicht-linear statische Verfahren entworfen und studiert wurden [Freeman et al. 1975], wurden sie als vollwertiges Berechnungs-Verfahren erst zu Beginn der 90er Jahre anerkannt. Wie weiter unten noch erläutert wird, benützen nicht-linear statische Verfahren mehrere approximative Annahmen bzw. Modelle. Trotzdem besteht an nicht-linear statischen Verfahren ein Interesse, weil sie es ermöglichen, eine auf Verformungen basierende Erdbeben-Analyse durchzuführen (siehe auch Abschnitt 5.1).

"capacity spectrum method"

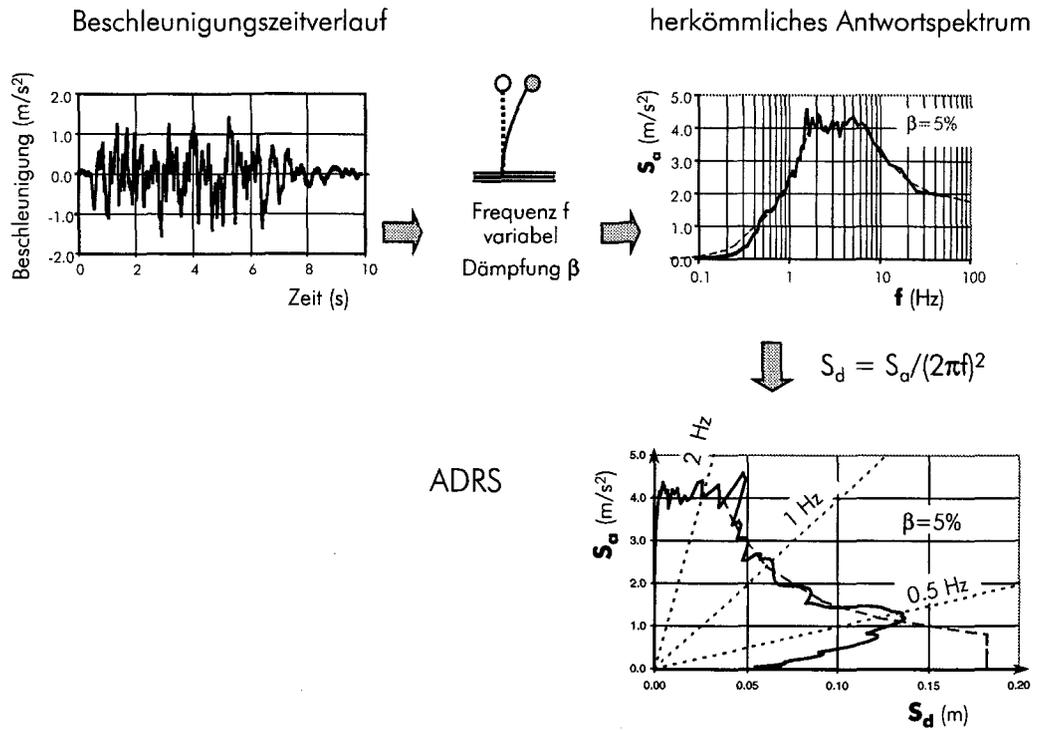
Es gibt viele Prozeduren, die nicht-linear statische Berechnungen zur Bestimmung der Gebäude-Verschiebung benützen ("push over" Analyse). Eine davon ist die "capacity spectrum method" [Freeman 1998], welche die Resultate einer push over Analyse graphisch in einer besonderen Form des Antwortspektrums ("ADRS") darstellt. Sie ermöglicht so eine anschauliche Beurteilung des Gebäudeverhaltens, was einen wichtigen didaktischen Effekt hat [Badoux 1998].

Die "capacity spectrum method" wird hier als "Kapazitätsspektrum-Verfahren" bezeichnet. Die folgende Beschreibung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens stützt sich auf das Dokument "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings" [ATC-40 1996]. Neben dem Kapazitätsspektrum-Verfahren stellt der ATC-40 auch die "displacement coefficient method" vor. Es handelt sich um ein Verfahren, das die Gebäude-Verschiebung nicht mit einem graphischen Verfahren bestimmt, sondern mit einem Produkt aus mehreren Koeffizienten. Dieses Verfahren ist in Anhang C, Abschnitt C.2.2, Richtlinien FEMA-273, "nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren" kurz beschrieben.

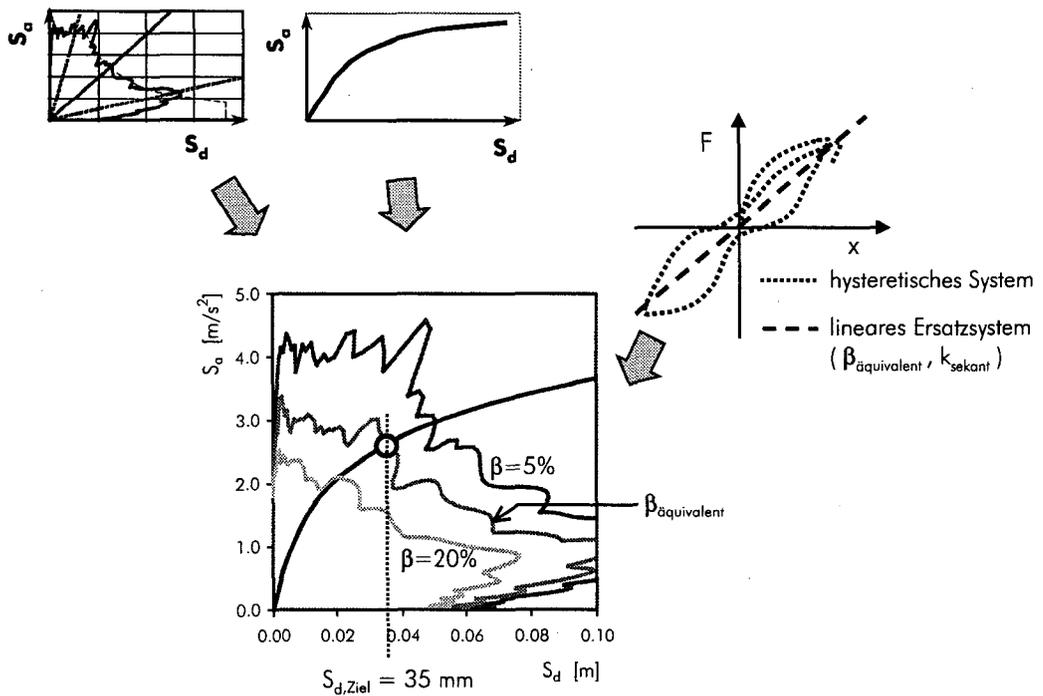
Nach einer kurzen Beschreibung der Durchführung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens werden anschliessend einige theoretische Aspekte des Verfahrens näher erläutert.



Figur 2.1: Berechnung des Kapazitätsspektrums mit Hilfe einer nicht-linear statischen push over Analyse.



Figur 2.2: Darstellung des Antwortspektrums im ADRS-Format.



Figur 2.3: Das Kapazitätsspektrum-Verfahren (KSV) benützt ein lineares Ersatzsystem ("substitute structure").

## Durchführung

Mit einer nicht-linearen statischen (push over) Analyse werden die Decken-Verschiebungen eines Gebäudes unter horizontalen Erdbebenkräften berechnet. Es resultiert die Kapazitätskurve, die den Zusammenhang zwischen der Summe der Horizontalkräfte ( $\Sigma V$ ) und der Dach-Verschiebung ( $x$ ) anzeigt (Figur 2.1, oben). Die Kapazitätskurve wird in das Kapazitätsspektrum ("capacity spectrum") transformiert, das die globale Gebäudeantwort mit einem nicht-linearen Einmassenschwinger beschreibt (Figur 2.1 unten). Das Kapazitätsspektrum wird in einer Graphik mit spektralen Verschiebungen ( $S_o$ ) und Beschleunigungen ( $S_d$ ) dargestellt. Auch das herkömmliche Antwortspektrum eines Erdbebens kann in eine Graphik mit spektralen Verschiebungen ( $S_d$ ) und Beschleunigungen ( $S_o$ ) eingezeichnet werden: in diesem Format wird es "Acceleration-Displacement-Response-Spectrum" (ADRS) oder auch "composite spectrum" [Reinhorn 1997] genannt (Figur 2.2).

In diesem Diagramm wird nun graphisch die Erdbebenantwort als Schnittpunkt des Kapazitätsspektrums mit einem Antwortspektrum bestimmt (Figur 2.3). Hierzu wird der nicht-lineare Einmassenschwinger virtuell durch ein lineares Ersatzsystem ersetzt. Dieses weist die Steifigkeit ( $k_{\text{sekant}}$ ) einer Sekante und die äquivalente Dämpfung ( $\beta_{\text{äquivalent}}$ ) des nicht-linearen Systems auf. Der Schnittpunkt des Kapazitätsspektrums mit dem Antwortspektrum mit der äquivalenten Dämpfung ( $\beta_{\text{äquivalent}}$ ) ergibt die Erdbebenantwort als spektrale Verschiebung. Die spektrale Verschiebung ( $S_d$ ) dient zur Bestimmung der maximalen Verschiebung in der push over Analyse ("target displacement"). Im nicht-linearen Modell, das für die push over Analyse verwendet wurde, kann nun die maximale (inelastische) Verformung der Tragwerks-Elemente, und damit deren Schädigung, bestimmt werden.

## Voraussetzungen, Hypothesen und Ergänzungen

Das nun skizzierte Verfahren schliesst eine ganze Reihe von Voraussetzungen und Hypothesen ein. Diese und die einzelnen Schritte werden im folgenden erläutert.

Das Kapazitätsspektrum-Verfahren setzt voraus (wie die anderen nicht-linearen statischen Verfahren im allgemeinen auch), dass die maximale Gebäude-Verschiebung die maximalen Verformungen der Tragwerks-Elemente bestimmt. Und dass die maximale Verformung eines Tragwerks-Elementes bei einem Erdbeben das geeignete Mass ist, um dessen Schädigung (bis zum Versagen) zu beurteilen (duktiler Verhalten).

Diese Bedingungen werden recht gut erfüllt, wenn

1. es sich um ein Gebäude handelt, dessen Verschiebungen von einer (im allgemeinen der ersten) Eigenform dominiert werden.
2. sich das Tragwerk bei einem Erdbeben duktil verhält (kein Tragwerks-Element versagt unter vergleichsweise geringen lokalen Verformungen; spröde Schub-Versagen beispielsweise dürfen nicht massgebend sein)
3. die Erdbeben-Anregung nicht von einem Stoss dominiert wird (keine Nahbeben).
4. eine zwei-dimensionale Tragwerks-Berechnung ausreicht, d.h. Torsions-Schwingungen eine allenfalls untergeordnete Rolle spielen. Wohl wurden bereits

Vorschläge unterbreitet für die nicht-linear statische Berechnung von Gebäuden mit Torsions-Schwingungen; diese werden hier aber nicht diskutiert.

Diese Bedingungen sind zum Beispiel bei symmetrischen Rahmentragwerken aus Stahlbeton mit rund 4 bis 10 Stockwerken und einiger Entfernung zum Epizentrum im allgemeinen gut eingehalten (vergleiche [Lawson et al. 1994]).

Zum Vergleich sei hier die Bedingung für die alleinige Anwendung von nicht-linear statischen Verfahren der Richtlinien FEMA-273 [FEMA-273 1997a] nochmals zitiert: höhere Eigenformen dürfen nicht bedeutsam sein ("significant") für das Erdbeben-Verhalten. Der Einfluss höherer Eigenformen ist nach [FEMA-273 1997a] mit zwei linearen Antwortspektren-Analysen zu untersuchen: einmal sind alle Eigenformen zu berücksichtigen, so dass die Summe der modalen Massen der berücksichtigten Eigenformen mindestens 90% der Gebäudemasse beträgt. In einer zweiten linearen Antwortspektren-Analyse ist nur die erste Eigenform zu berücksichtigen. Betragen die Schubkräfte in der ersten Analyse in irgendeinem Stockwerk mehr als 130% der Schubkräfte der zweiten Analyse, so sind die höheren Eigenformen von Bedeutung und nicht-lineare statische Analysen dürfen nicht alleine verwendet werden. Ein Duktilitätskriterium geben die Richtlinien FEMA-273 nicht an.

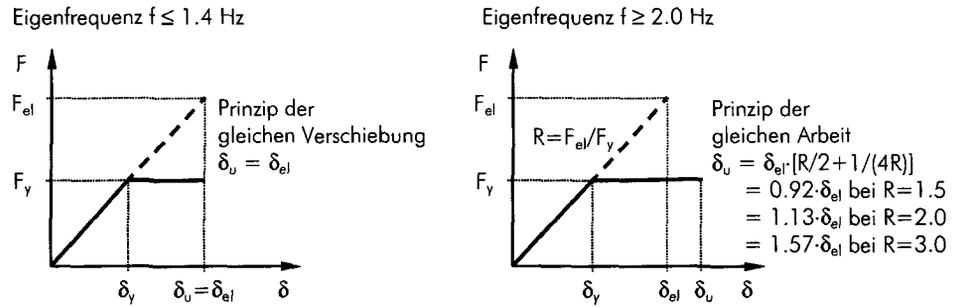
Erdbeben-Verschiebungen

Im allgemeinen verursacht die erste Eigenform die grössten horizontalen Verschiebungen. Dies lässt sich bereits an den spektralen Verschiebungen erkennen. Werden die erste und höhere Eigenformen gleich stark angeregt, so sind die spektralen Verschiebungen der höheren Eigenformen bei vielen Gebäuden wesentlich kleiner als die spektrale Verschiebung der ersten Eigenform. Für das Beispiel der Tragwand aus Abschnitt 2.3.2 (Figur 2.6) gibt die nachfolgende Tabelle 2.1 einen Anhaltspunkt. In diesem Beispiel ist die spektrale Verschiebung der ersten Eigenform um mindestens eine Grössenordnung grösser als die Verschiebungen anderer Eigenformen.

	1. Biege-Eigenform	2. Biege-Eigenform	3. Biege-Eigenform
Frequenz	2.04 Hz	6.27 Hz	35.9 Hz
$S_a$ [m/s <sup>2</sup> ]	4	4	4
$S_d = S_a / (2 \cdot \pi \cdot f)^2$ [m] (Gleichung [2.1])	0.0243	0.0026	0.0001

Tabelle 2.1: Spektrale Verschiebungen bei gleicher Erdbeben-Anregung.

Die elastisch berechneten Verschiebungen sind eine Schätzung bzw. ein Anhaltspunkt für die inelastischen Verschiebungen. Dies folgt aus den etablierten Prinzipien der gleichen Verschiebung bzw. dem Prinzip der gleichen Arbeit (Figur 2.4) [Paulay et al. 1990].



Figur 2.4: Prinzip der gleichen Verschiebung und Prinzip der gleichen Arbeit für elasto-plastische Einmassenschwinger bei Erdbeben.

Es muss hierzu jedoch bemerkt werden, dass diese Prinzipien grobe Schätzungen ergeben: [Miranda et al. 1994] führte eine umfangreiche statistische Studie durch zum *Erdbeben-Verhalten von elasto-plastischen Einmassenschwingern*. Dementsprechend bewegt sich der Variationskoeffizient für  $\delta_u$  bei gegebenem  $R$  (gemäß Figur 2.4) bei über 20% bis über 50% (siehe auch Kapitel 4). Dies ist eine Folge von "Zufälligkeiten", die nur in der Zeitverlaufs-Berechnung eines nicht-linearen Systems auftreten.

Wegen diesen "Zufälligkeiten" können die inelastischen Erdbeben-Verformungen von Tragwerks-Elemente mit linearen oder *statisch nicht-linearen Verfahren* nur geschätzt werden. Wenn jedoch die Verformungen für die Schädigung bzw. das Versagen von Tragwerks-Elementen massgebend sind, so ist es notwendig, diese Verformungen zu schätzen, also beispielsweise einen Fraktilwert zu berechnen. Dies ist für duktile Tragwerks-Elemente – nicht aber für spröde Tragwerks-Elemente bzw. spröde Versagens-Mechanismen – der Fall.

push over

Mit einer push over Analyse werden die horizontalen Decken-Verschiebungen unter anwachsenden seitlichen Erdbebenkräften berechnet, meistens bis der Tragwiderstand erschöpft (bzw. die Erdbebenkapazität überschritten) ist. Bei dieser Berechnung resultieren unter anderem der oder die inelastischen Mechanismen. So ist es möglich, die Verschiebe-Duktilität zu berechnen. Um das Erdbeben-Verhalten für eine bestimmtes Antwortspektrum zu berechnen, kann die push over Analyse angehalten werden, wenn die Gebäude-Verschiebung erreicht ist, die bei diesem Erdbeben erwartet wird. In diesem Verschiebe-Zustand können die elastischen und inelastischen Verformungen der Tragwerks-Elemente "abgelesen" werden. Somit kann nachvollzogen werden, wie mit zunehmender Erdbeben-Intensität die Verformungen zunehmen und nicht die Erdbebenkräfte im Tragwerk beliebig anwachsen – wie dies eine lineare Berechnung suggeriert.

In der "push over" Analyse werden die inkrementellen horizontalen Kräfte so auf die Stockwerke verteilt, dass sie proportional zu den Trägheitskräften der ersten Eigenform sind. Dies ergibt sich aus der oben formulierten Dominanz der ersten Eigenform. Diese Dominanz ist aber nicht immer vorhanden. Bei sehr hohen Gebäuden ist es nicht in erster Linie die erste Eigenform, die das Verhalten dominiert (rund 10 oder mehr

Stockwerke bei Rahmentragwerken [Lawson et al. 1994] oder ab rund 15 Stockwerken bei Tragwandgebäuden [Seneviratna et al. 1994]).

Die Bedeutung der ersten Eigenform schwindet ebenfalls, wenn durch die Erdbeben-Anregung gar keine stetige Verstärkung der modalen Schwingungen zustande kommt. Dies ist z.B. der Fall, wenn es sich um eine puls-artige Bodenbewegung ("near source" Effekt etc.) handelt. Die Verteilung der Erdbebenkräfte nach der ersten Eigenform ist dann keine realistische Annahme. Es werden für diesen Fall denn auch verschiedene Kraft-Verteilungen auf die Stockwerke vorgeschlagen (siehe auch Anhang C, Abschnitt "nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren").

Die mit der push over Analyse berechnete Kapazitätskurve wird in das sogenannte Kapazitätsspektrum transformiert ("capacity spectrum"; Figur 2.1 unten rechts). Das Kapazitätsspektrum stellt die Gebäudeantwort in Form eines äquivalenten nicht-linearen Einmassenschwingers dar. Die Transformation erfolgt durch die Umwandlung der Dach-Verschiebungen ( $x$ ) in die äquivalenten spektralen Verschiebungen ( $S_d$ ) und der Summe der horizontal angreifenden Kräfte ( $\Sigma V$ ) in spektrale Beschleunigungen ( $S_a$ ). Die Gleichungen der Transformation sind in Figur 2.1 unten aufgeführt. Diese Transformation erfolgt mit den Parametern der ersten Eigenform; sie entfernt sich um so mehr von der Wirklichkeit, je mehr die Verschiebe-Duktilität des Gebäudes zunimmt. Jedoch kann nun das globale Gebäudeverhalten als Kapazitätsspektrum in einem Diagramm mit den Achsen  $S_a$  und  $S_d$  dargestellt werden.

ADRS

Ein wichtiger Teil des Kapazitätsspektrum-Verfahrens ist das Antwortspektrum im ADRS-Format. Die Information im ADRS ist die gleiche wie in einem herkömmlichen Antwortspektrum (Figur 2.2 oben). Aus der spektralen Beschleunigung ( $S_a$ ) und der Frequenz ( $f$ ) kann die spektrale Verschiebung ( $S_d$ ) berechnet werden. Denn für kleine Dämpfung gilt:

$$S_d(\omega, \zeta) \approx \frac{1}{\omega} \cdot \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] \cdot d\tau \right|_{\max}$$

$$S_a(\omega, \zeta) \approx \omega \cdot \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] \cdot d\tau \right|_{\max}$$

Es kann daraus geschlossen werden:

$$S_d \approx S_a / \omega^2 = S_a / (2 \cdot \pi \cdot f)^2 \quad (2.1)$$

Somit kann auch das (lineare) Antwortspektrum in einem Diagramm mit den Achsen  $S_d$  und  $S_a$  dargestellt werden (Figur 2.2 unten). In diesem Diagramm findet man die Frequenzen auf durch den Ursprung verlaufenden Geraden.

Kapazitätsspektrum-Verfahren

Das (lineare) Antwortspektrum und das (nicht-lineare) Kapazitätsspektrum können nun in das gleiche Diagramm eingezeichnet werden. Dies wurde in Figur 2.3 getan und es bietet sich sofort an, den Schnittpunkt des Kapazitätsspektrums und des Antwortspektrums herauszulesen. Es scheint plausibel, dass dieser Schnittpunkt das Verhalten des nicht-linearen Einmassenschwingers beim gegebenen Erdbeben anzeigt.

"substitute structure approach"

Bevor jedoch der Schnittpunkt bestimmt werden kann, müssen noch zwei Probleme gelöst werden:

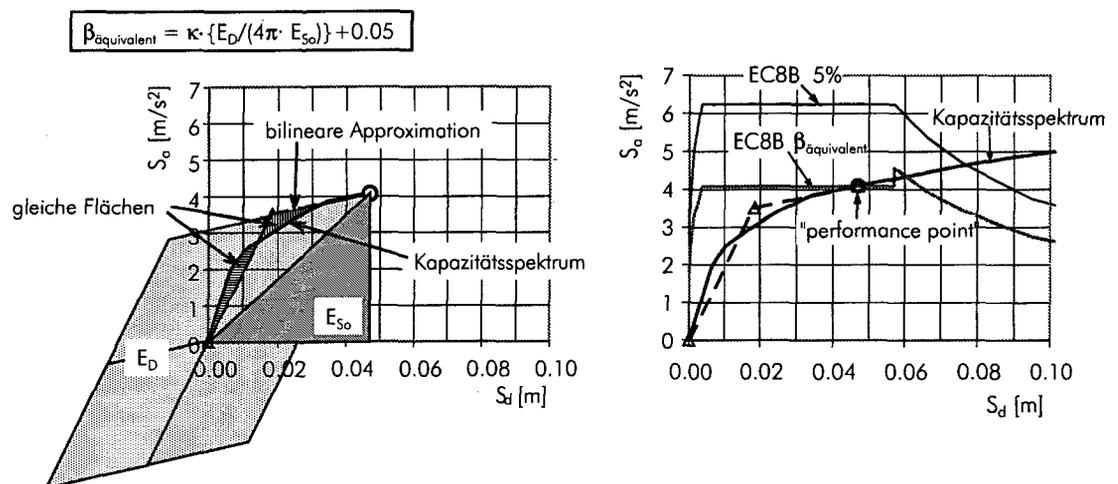
- welches ist das richtige Dämpfungsmass?
- wie kann eine Kurve eines linearen Systems mit einer Kurve eines nicht-linearen Systems verglichen werden?

Die zweite Frage wird mit dem Modell der "substitute structure" beantwortet ([Shibata et al. 1976], [Bonacci J.F. 1994]). Die "substitute structure" ist ein lineares Ersatzsystem, das unter bestimmten Umständen für ein nicht-lineares, zyklisch beanspruchtes System eingeführt werden kann [Shibata et al. 1976]. In Figur 2.3 rechts ist das Modell des linearen Ersatzsystems illustriert: das nicht-linear hysteretische Verhalten kann durch ein lineares System ersetzt werden, dessen Steifigkeit gleich der Sekanten-Steifigkeit ( $k_{\text{sekant}}$ ) des nicht-linear hysteretischen Systems ist und das eine recht grosse äquivalente Dämpfung ( $\beta_{\text{äquivalent}}$ ) aufweist. Die äquivalente Dämpfung des linearen Ersatzsystems ist gleich aller Dämpfungsanteile des nicht-linearen hysteretischen Systems. Der ATC-40 schlägt deshalb vor, die Dämpfung des Antwortspektrums der äquivalenten Dämpfung gleichzusetzen. Die äquivalente Dämpfung  $\beta_{\text{äquivalent}}$  kann aus der Fläche unter der Kurve des Kapazitätsspektrums berechnet werden [ATC-40 1996]:

$$\beta_{\text{äquivalent}} = \kappa \cdot \beta_0 + 0.05 = \kappa \cdot \left( \frac{E_D}{4\pi \cdot E_{S_0}} \right) + 0.05 \quad (2.2)$$

$\beta_0$  hysteretische Dämpfung in viskose Dämpfung umgerechnet (nach [Chopra 1995]), worin  $E_D$  die hysteretisch dissipierte Energie ist und  $E_{S_0}$  die maximale Dehnungsenergie (Figur 2.5).

$\kappa$  Faktor zur Berücksichtigung des Unterschiedes zwischen dem Kapazitätsspektrum und dem tatsächlichen hysteretischen Verhalten. Für Gebäude mit geringer hysteretischer Energiedissipation beträgt dieser Faktor 0.33, bei Gebäuden mit grosser hysteretischer Energiedissipation kann er 1.0 betragen.



Figur 2.5: Berechnung der äquivalenten Dämpfung  $\beta_{\text{äquivalent}}$  nach der Prozedur A der "capacity spectrum method" [ATC-40 1996].

"performance point"

Gemäss der Prozedur A des [ATC-40 1996] wird der Schnittpunkt des Kapazitätsspektrums mit dem Antwortspektrum, das die äquivalente Dämpfung  $\beta_{\text{äquivalent}}$  aufweist, mit einem iterativen Verfahren berechnet. Der Schnittpunkt gibt die maximale spektrale Verschiebung an und wird als "performance point" bezeichnet. Die maximale spektrale Verschiebung wird von anderen Autoren Zielverschiebung ("target displacement") genannt.

### Varianten

Nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren sowie das Kapazitätsspektrum-Verfahren wurden bereits von vielen Forschern untersucht und angewandt. Insbesondere zwei Aspekte der nicht-linear statischen Verfahren wurden untersucht: einerseits der Einfluss höherer Eigenformen und dessen Berechnung sowie die Zielverschiebung. Hier wird lediglich auf die Literatur verwiesen: [Kunnath et al. 1996; Islam et al. 1998; Lawson et al. 1994; Reinhorn 1997; Seneviratna et al. 1994] und viele andere mehr.

## 2.3.2 Dynamisches Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden

### Grundlegendes

Aufbau des Abschnittes

Im folgenden wird ein Überblick über das dynamische Verhalten von Stahlbetontragwänden und deren Berechnung gegeben. Hier werden nicht nur Arbeiten anderer Autoren zitiert, sondern es handelt sich teilweise um eine Darstellung des Verfassers, die eine (für nicht-spezialisierte Leser nützliche) Grundlage bietet, um danach auf einige wichtige Forschungsbeiträge zum Thema einzugehen. Weil es sich um wohlbekanntere Dinge handelt, die im Zusammenhang mit dieser Arbeit von zentraler Bedeutung sind, werden sie hier im Abschnitt "Stand der Technik" dargestellt.

Bedeutung der Stahlbetontragwände

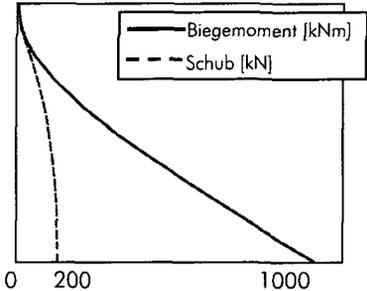
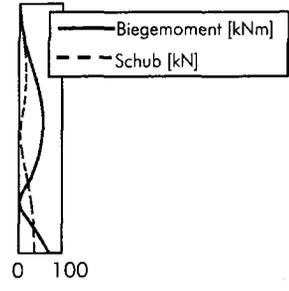
Stahlbetontragwände treten in fast allen Schweizer Stahlbeton-Gebäuden auf und sind meist in die Kerne integriert. In Skelettbauten sind die Tragwände die einzigen horizontal aussteifenden Elemente. Bei Erdbeben haben sie sich als wirkungsvoll erwiesen [Fintel 1995].

Elastische Tragwände

Im Vordergrund stehen hier schlanke Stahlbetontragwände, die in den Untergeschossen solid und steif eingespannt sind und über die ganze Höhe einen konstanten Betonquerschnitt aufweisen. Die Masse des Bauwerks ist ebenfalls regelmässig über die Tragwandhöhe verteilt. Ein solches Tragwandmodell kann benützt werden, um z.B. die Erdbeben-Einwirkungen auf ein Treppenhaus eines Skelettragwerks zu berechnen.

Eine schlanke Tragwand kann als Kragarm modelliert. Die Figur 2.6 zeigt die Eigenformen und Schnittkräfte eines elastischen Kragarms. Die Schnittkräfte wurden für das Antwortspektrum der Europäischen Vornormen 1998, Teil 1-1 [ENV 1998-1 1996], Bodenklasse B und 0.10g Bodenbeschleunigung berechnet. Die ersten beiden Eigenformen werden mit der maximalen Spektralbeschleunigung von 2.5 m/s<sup>2</sup> angeregt. Die maximalen Biegemomente und Schubkräfte erreichen bei der ersten Eigenform ein Vielfaches der maximalen Schnittkräfte der zweiten Eigenform. Werden

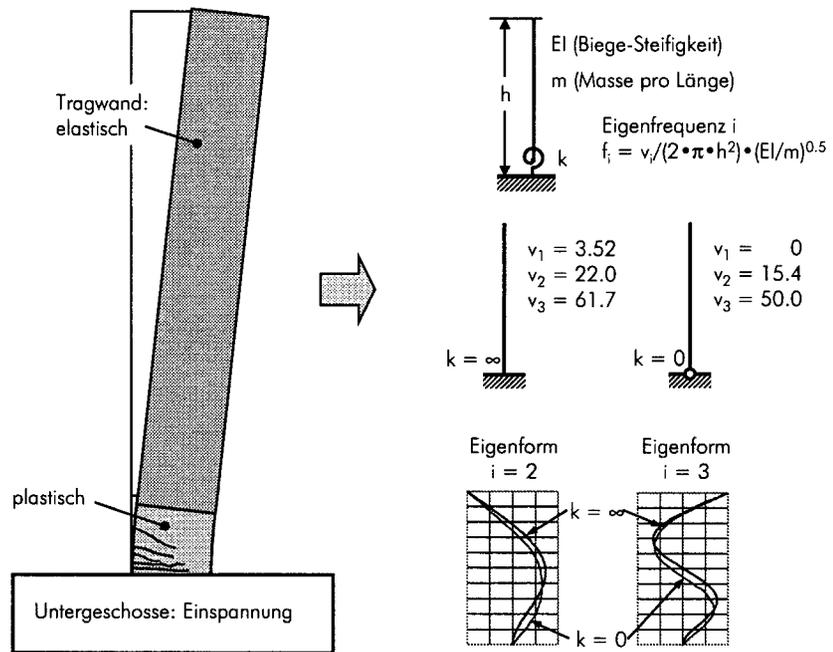
die elastischen Schnittkräfte überlagert, so bleibt die erste Eigenform dominant und die Schnittkräfte der dritten oder noch höheren Eigenformen sind verschwindend klein.

		1. Biege-Eigenform	2. Biege-Eigenform	3. Biege-Eigenform
Form				
Frequenz		2.04 Hz	6.27 Hz	35.9 Hz
Biegemoment [kNm]	Einspannstelle	1100	72 (6.5% der 1. EF)	bei 35.9 Hz sind keine harmonischen Schwingungen infolge Erdbeben zu erwarten
	halbe Höhe	371	55 (14.8%)	
Schubkräfte [kN]	Einspannstelle	150	36 (24%)	
	halbe Höhe bzw. obere Hälfte	120	17 (14%)	
1. Biege-Eigenform		2. Biege-Eigenform		
				

Figur 2.6: Schnittkräfte an einem elastischen Kragarmmodell für das Antwortspektrum der [ENV 1998-1 1996], Bodenklasse B und 0.10g Bodenspitzen-Beschleunigung.

Elasto-plastisches  
Biegeverhalten

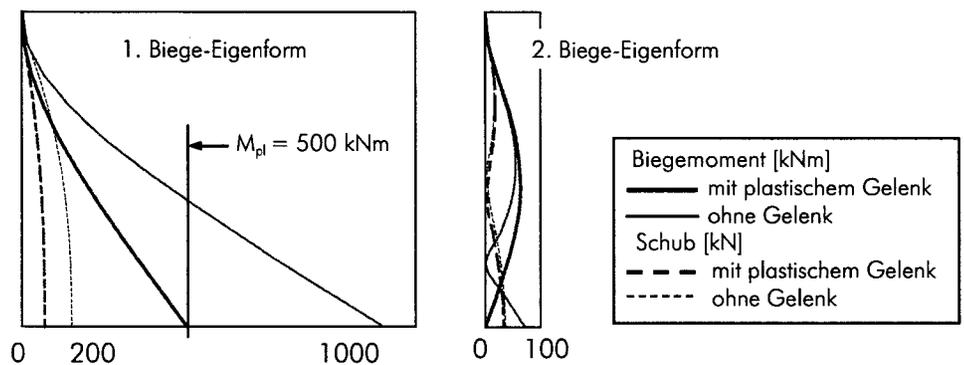
Bei einer schlanken Stahlbeton-Tragwand mit einem konstanten Widerstand über die Höhe wird der Biege- und Schubwiderstand zuerst am Wandfuss erreicht werden und es bildet sich bei entsprechender Konstruktion ein plastisches Gelenk (Figur 2.7). Durch den begrenzten Widerstand des plastischen Gelenkes können auch die Biege- und Schubwirkungen nicht grösser werden; bei einem Erdbeben werden dafür im allgemeinen die Krümmungen im Gelenk grösser. Mit dem plastischen Biege- und Schubwiderstand lassen sich also auch die Einwirkungen steuern.



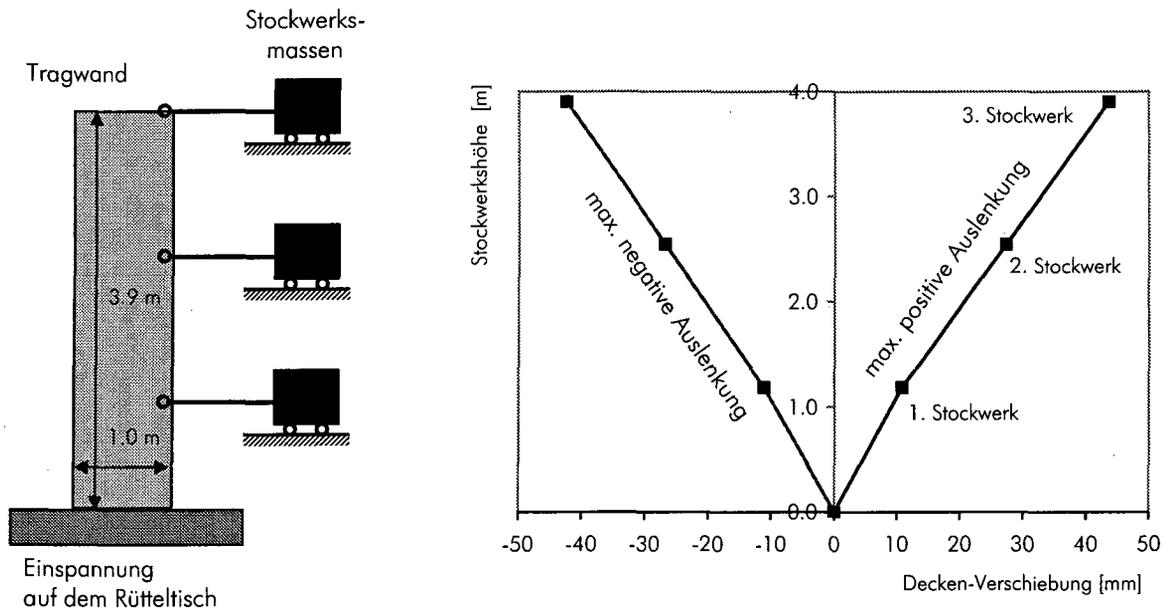
Figur 2.7: Stahlbeton-Tragwände bilden unter Erdbeben-Einwirkung ein plastisches Gelenk am Wandfuss (Eigenformen nach [Keintzel 1990]).

Schubkräfte und plastisches Gelenk

Durch das Biege-Gelenk ändern sich die Schubkräfte hingegen kaum (Figur 2.8). Die zweite Eigenform ändert ein wenig die Form und die Frequenz, ohne dass die Schnittkräfte deswegen reduziert würden (Figur 2.7, rechts). Um die Erdbeben-Schubkräfte ebenso wie die Biegemomente zu begrenzen, müsste sich ein duktiles Schubverhalten oder ein zusätzliches Biege-Gelenk oberhalb des Wandfusses ausbilden. Im allgemeinen ist das Schubverhalten von Stahlbeton nicht-duktil. Ein zweites Biege-Gelenk könnte nur erzeugt werden bei einer sehr grossen Duktilität am Wandfuss.



Figur 2.8: Einfluss eines plastischen Gelenkes am Wandfuss auf die Schnittkräfte einer Tragwand (für die 2. Eigenform wurde ein vollständiges Gelenk angenommen).



Figur 2.9: Tragwand und Anordnung der Stockwerksmassen (links) sowie die maximale Verformung der Tragwand WDH3 (rechts) in einem Rütteltisch-Versuch von [Lestuzzi et al. 1999].

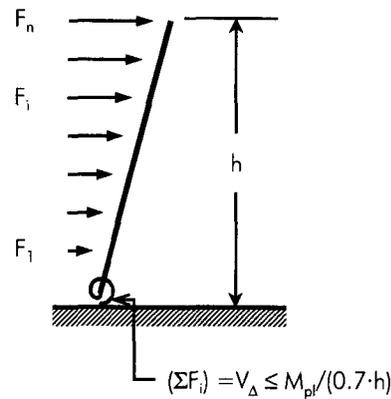
#### Versuche an Tragwänden

Die Ausbildung eines plastischen Gelenkes am Wandfuss wurde z.B. in den Rütteltischversuchen von [Lestuzzi et al. 1999] und in den statisch-zyklischen Versuchen von [Dazio et al. 1999] beobachtet. Am Wandfuss der getesteten Wände bildete sich ein plastisches Gelenk, das eine Höhe von ungefähr der Hälfte der Wandlänge einnahm. Die Verformungen des darüberliegenden Teils der Wände blieben dagegen elastisch und so klein (Figur 2.9), dass das Modell eines steifen Stabes auf einer Feder (Figur 2.10) als realistisch erweist.

#### Vereinfachte Berechnung

Die vereinfachte Berechnung von Schnittkräften an Stahlbeton-Tragwänden basiert oft auf den folgenden Überlegungen: die (dynamische) Verformung einer Tragwand mit einem plastischen Gelenk am Wandfuss entspricht in guter Näherung einem auf die Spitze gestellten Dreieck (Figur 2.10). Dementsprechend sind die Trägheitskräfte ebenfalls dreiecksförmig über die Wandhöhe verteilt. Aus dem Widerstand des plastischen Gelenkes  $M_{pl}$  lässt sich somit die Summe der Trägheitskräfte  $\Sigma F_i$  berechnen:  $(\Sigma F_i) \approx M_{pl}/(0.7 \cdot h)$ . Die Summe der Trägheitskräfte ergibt die Schubkraft am Wandfuss  $\Sigma F_i = V_{\Delta}$ . Man sieht, dass der plastische Biege­widerstand  $M_{pl}$  am Wandfuss die Schubkraft  $V_{\Delta}$  begrenzt [Blakeley et al. 1975] und es gilt mit guter Näherung  $V_{\Delta} \leq M_{pl}/(0.7 \cdot h)$ . Die dreiecksförmige Kraftverteilung entspricht etwa der ersten Eigenform. Um die Schubkräfte der höheren Eigenformen am Wandfuss auch abzudecken, wird die Schubkraft am Wandfuss  $V_{\Delta}$  erhöht:

$$V_{\max} = V_{\Delta} \cdot \kappa \quad (2.3)$$



Figur 2.10: Zusammenhang zwischen dem plastischen Biege­widerstand am Fuß einer Stahlbeton-Tragwand und den maximalen Schubkräften am Wandfuss.

### Parameterstudien über das Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden

Die bei einem Erdbeben auftretenden Schubkräfte in einer Stahlbeton-Tragwand wurden in nicht-linearen dynamischen Analysen in grosser Zahl berechnet und statistisch ausgewertet. Neben anderen haben folgende Autoren wichtige Beiträge geleistet: [Blakeley et al. 1975], [Derecho et al. 1984], [Iqbal & Derecho 1980] sowie [Keintzel 1990]. Der CEB-Model Code für Erdbeben-Bemessung [CEB 1985] gibt die folgende Regel zur Berechnung der maximalen Schubkräfte am Wandfuss an, basierend auf den Schubkräften infolge der ersten Eigenform:

$$V_{\max} = V_{\Delta} \cdot \kappa$$

$$\kappa = n \cdot 0.1 + 0.9, \text{ Anzahl der Stockwerke } n \leq 5 \quad (2.4)$$

$$\kappa = n \cdot 0.04 + 1.2, n \geq 6.$$

Numerische Analysen von  
Tragwänden

In der Studie von [Blakeley et al. 1975] wurden einerseits Gebäude mit der (linearen) Antwortspektrenanalyse untersucht. Andererseits wurden an drei Gebäuden mit Stahlbeton-Tragwänden von 6, 15 und 20 Geschossen nicht-linear dynamische Analysen durchgeführt. Das inelastische Biegeverhalten der Tragwände wurde mit einem bilinearen hysteretischen Gesetz modelliert. Drei gemessene und zwei künstliche Erdbebenzeitverläufe wurden als Input benutzt. In den Schlussfolgerungen empfehlen die Autoren, für Gebäude mit 5 bis 9 Stockwerken den Faktor  $\kappa$  zwischen 1.2 und 1.5 zu wählen. Explizit empfehlen sie, das plastische Biegemoment bei Überfestigkeit zu berechnen.

Forschung der "Portland  
Cement Association"

Neben anderen Instituten führte die "Portland Cement Association" in Skokie, Illinois, USA in der zweiten Hälfte der 70er Jahre ein umfangreiches Forschungsprogramm über das Verhalten von Stahlbetontragwänden durch. Eine Gruppe unter der Leitung von R.G. Oesterle untersuchte experimentell das Erdbeben-Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden [Oesterle et al. 1976; Oesterle et al. 1979]. Eine andere Gruppe unter der Leitung von A.T. Derecho [Derecho et al. 1984] unternahm numerische Studien. Diese Gruppe führte ähnliche Parameterstudien durch wie bereits Blakeley für

Tragwände von Gebäuden mit 10, 20, 30 und 40 Stockwerken. Gemäss [Derecho et al. 1984] soll der Faktor  $\kappa$  gleich 1.3 (Krümmungsduktilität  $\mu_\theta = 2$ ) bis 2.2 ( $\mu_\theta = 6$ ) bei einer anfänglichen Eigenfrequenz der Tragwand von 2.0 Hz gewählt werden. Bei einer Eigenfrequenz von 0.67 Hz soll  $\kappa$  gleich 1.5 ( $\mu_\theta = 2$ ) bis 2.7 ( $\mu_\theta = 6$ ) gewählt werden. Diese Faktoren  $\kappa$  wurden basierend auf einer 97%-Fraktile bestimmt. Über alle 175 berechneten Wände beträgt die 50%-Fraktile des Faktors  $\kappa$  0.71 mal den Wert der 97% Fraktile.

ENV 1998

Eine der neusten Studien wurde von [Keintzel 1990] realisiert. Seine Empfehlungen haben in leicht abgeänderter Form Eingang in die Europäischen Vornormen gefunden [ENV 1998-1 1996]. Im Unterschied zu den anderen beiden genannten Studien wählt der Autor keine Erdbebenzeitverläufe von besonders starken Erdbeben sondern von Erdbeben mit relativ geringen Magnituden  $M = 5.2$  bis 6. Diese skaliert er so, dass sie einem Erdbeben der MSK-Intensität  $I = 8$  entsprechen. Die Resultate der parametrischen Studie werden in ein Konzept der "modal limit forces" eingeführt. Gemäss diesem Konzept werden die Schnittkräfte einer jeden Eigenform berechnet und dann nach dem Prinzip der SRSS (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate) überlagert.

Der Vorschlag von Keintzel zur Berechnung der Schubkräfte wurde in leicht abgeänderter Form in die Bestimmungen der Europäischen Normen für mittel- und hochduktile Stahlbetontragwerke eingeführt (Gleichung 2.5). Die elastisch berechnete Schubkraft  $V'_{sd}$  ist mit dem Faktor  $\epsilon$  zu multiplizieren:

$$V_{sd} = \epsilon \cdot V'_{sd}$$

$$\epsilon = q \cdot \left\{ \left[ \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Sd}} \right]^2 + 0.1 \cdot \left[ \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right]^2 \right\}^{0.5} \leq q \quad (2.5)$$

Für Stahlbetontragwerke der Klasse "niedrige Duktilität" beträgt  $\epsilon = 1.3$ .

$q$  Verhaltensbeiwert, entspricht  $S_{el}/S_y$ , also dem Verhältnis von elastischen zu plastischen Schnittkräften

$\gamma_{Rd}$  Überfestigkeitsverhältnis des Bewehrungsstahls

$M_{Sd}, M_{Rd}$  Bemessungsbiegemoment bzw. Bemessungswiderstand am Wandfuss

$S_e(T_1), S_e(T_C)$  Spektrale Beschleunigung des elastischen Antwortspektrums für die grösste Gebäude-Eigenperiode bzw. maximale spektrale Beschleunigung

Eine kleine Umformung erleichtert die Erläuterung dieser Gleichung:

$$\epsilon = \left\{ \left[ \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{M_{Sd}} \right]^2 + \left[ 0.32 \cdot q \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right]^2 \right\}^{0.5}$$

Gemäss dem Vorschlag von Keintzel müssen nur die Schnittkräfte der zwei ersten Biege-Eigenformen berücksichtigt werden. Der erste Term steht für die erste Eigenform und der zweite für die zweite Eigenform. Die beiden Terme werden nach SRSS superponiert. Der erste Term ist eine Schätzung der Biege-Überfestigkeit der Tragwand, die sich unmittelbar auf die wirkende Schubkraft auswirkt. Der zweite Term berücksichtigt die Schubkraft am Wandfuss infolge der zweiten Eigenform. Der Faktor

0.32 ist das Verhältnis der Schubkräfte der zweiten zur ersten Eigenform bei gleicher Anregung der beiden Eigenformen. Das Verhältnis  $S_e(T_2)/S_e(T_1)$  gibt die unterschiedliche Anregung der beiden Eigenformen wieder, wobei für die zweite Eigenform angenommen wird, dass sie die maximale spektrale Anregung erhält.

Schub am oberen Ende von Tragwänden

[Iqbal et al. 1980] schlagen vor, die Schubkräfte gemäss der damaligen UBC-Regel im oberen Teil der Tragwand um bis zu 50% zu erhöhen. Die UBC-Regel sah vor, die Summe der horizontalen Erdbebenkräfte  $V_{max}$  dreieckförmig über die Wandhöhe zu verteilen und am Dach eine Einzelkraft des Betrags von  $0.07 \cdot T_1 \cdot V_{max}$  anzunehmen. Die Europäische Norm ENV 1998 sieht vor, die Schubkräfte über die ganze Höhe mit dem oben beschriebenen Faktor  $\epsilon$  zu vergrössern. Für Tragwände in Rahmen-Tragwand-Systemen muss der Schubwiderstand in der Tragwand überall mindestens die Hälfte des maximalen Schubwiderstandes betragen.

### 2.3.3 Tragendes (unbewehrtes) Mauerwerk

CGSEEB [Bruneau 1994]

In diesem Abschnitt werden vor allem die Erdbeben-Berechnungen für Mauerwerksbauten des "CGSEEB special procedure for unreinforced masonry buildings" [NRC 1992] gemäss [Bruneau 1994] kurz dargestellt (siehe auch Anhang C, "Standards zur Erdbeben-Überprüfung bestehender Gebäude"). Diese Erdbeben-Berechnungen behandeln spezifische Versagensmodi und bauen nicht auf einem umfassenden mechanischen Konzept für Mauerwerk auf.

"Out-of-plane" Versagen

Gemäss [Bruneau 1994] sind "out-of-plane" Versagen von Mauerwerkswänden sehr häufig. "Out-of-plane" Versagen sind auf Bewegungen senkrecht zur Wandebene zurückzuführen. Sie treten nicht nur unter den Trägheitskräften an der eigenen Masse auf, sondern vor allem, wenn noch andere Kräfte senkrecht auf die Wandebene wirken. Dies ist zum Beispiel der Fall, wenn die Decken nicht steif sind und in ihrer Ebene in horizontale Schwingungen geraten können (z.B. Balkenkonstruktionen).

Decken-Fixierung

Um zu untersuchen, ob die Decken horizontal fixiert werden müssen, wurde ein mechanisches Konzept entwickelt: das ABK-Verfahren geht davon aus, dass die Seitenwände oder auch tragende Zwischenwände, die parallel zur Beschleunigungsrichtung sind, die Trägheitskräfte aus den Decken aufnehmen.

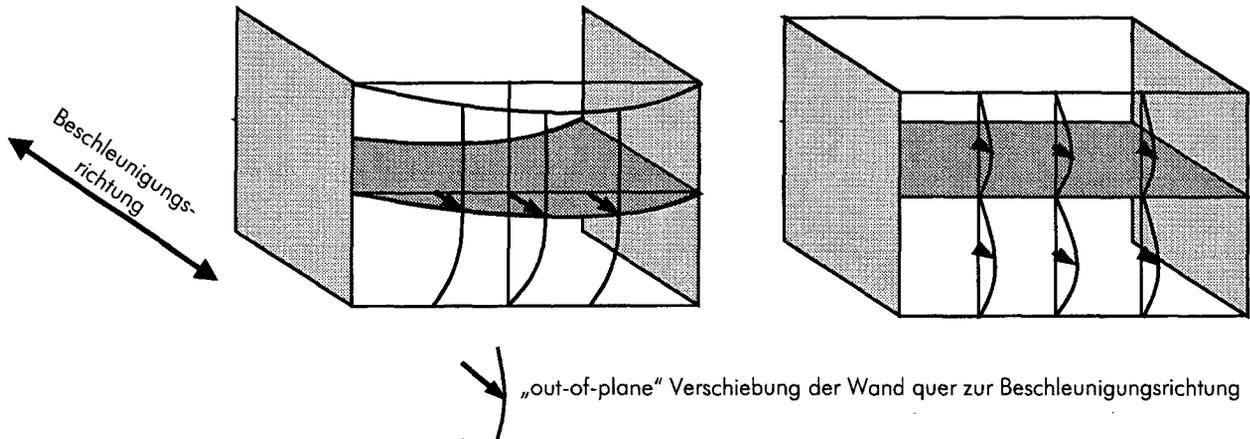
Die Wände senkrecht zur Beschleunigungsrichtung werden durch die weichen, horizontal schwingenden Decken belastet (Figur 2.11a). Ob eine Decke fixiert (d.h. horizontal ausgesteift) werden muss, wird anhand zweier Parameter beurteilt:

- Spannweite der schwingenden Decke
- Verhältnis aus elastischen Trägheitskräften und dem Widerstand der Decke in der (horizontalen) Schwingrichtung.

Dementsprechend wäre eine Möglichkeit der Ertüchtigung, eine zusätzliche steife Zwischenwand einzubauen, um so die Spannweite der Decke zu reduzieren und gleichzeitig die Kräfte auf die aussteifenden Wände zu verringern.

- a) horizontal schwingende Decke:  
 → aufgezwungen „out-of plane“ Verschiebung der Wand  
 → grosse Knicklänge der Wand ( $> 1$  Geschosshöhe)

- b) horizontal steife Decke und Verankerung der Wand  
 → kleine Knicklänge der Wand ( $\leq 1$  Geschosshöhe)  
 → kleinere „out-of plane“ Verschiebungen der Wand

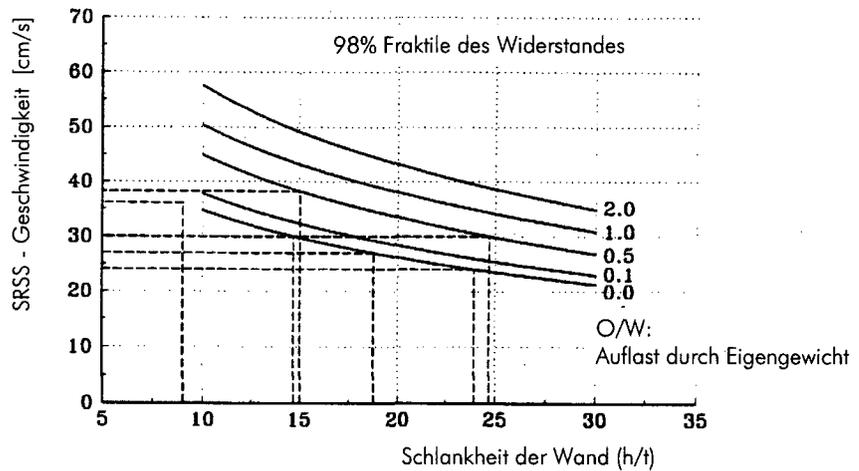


Figur 2.11: "Out-of-plane" Verschiebungen einer Wand quer zur Beschleunigungsrichtung, mit horizontal schwingender Decke (a) und mit steifer Decke (b).

Steife Deckenscheiben haben den Vorteil, dass sie die Wände nicht "out-of-plane" belasten. Falls die Wände an steifen Deckenscheiben verankert sind, bilden die Deckenscheiben ein horizontales Auflager, wie in Figur 2.11b illustriert. Eine solche Verankerung der Wand verringert ihre Spannweite (oder Knicklänge) und reduziert die Verschiebungen.

Dynamische  
"out-of-plane" Stabilität

Eine solchermassen eingespannte Wand kann unter horizontalen Trägheitskräften immer noch "out-of-plane" versagen, ähnliche wie eine Decke unter Schwerelasten versagen kann. Es wurde beobachtet, dass solche Wände grössere Einwirkungen überstanden als nach statischen Berechnungen erwartet worden war. Daher wurde das Konzept der dynamischen Stabilität entwickelt, gültig für oben und unten fixierte Wände (Figur 2.11b). In diesem Konzept wird davon ausgegangen, dass die Mörtelfugen keine Zugkräfte zwischen den Steinen übertragen. Die Steine in einer Mauerwerkswand verhalten sich nach diesem Modell wie starre Körper; rückhaltende Kräfte entstehen bei klaffenden Rissen, wo sich die Auflagerreaktionen am Rand der Steine befinden und nicht mehr in der Wirkungslinie der Gewichtskraft liegen. Berechnungen mit dieser Modellvorstellung [ABK 1984] wurden statistisch ausgewertet, woraus ein Zusammenhang hergeleitet wurde zwischen der Wandschlankheit ( $h/t$ ) und der Geschwindigkeit der Auflager (Quadratwurzel der Summe der Quadrate: SRSS). In Figur 2.12 ist dieser Zusammenhang dargestellt.  $O/W$  ist gleichbedeutend mit dem Verhältnis Auflast zu Eigengewicht der Wand.

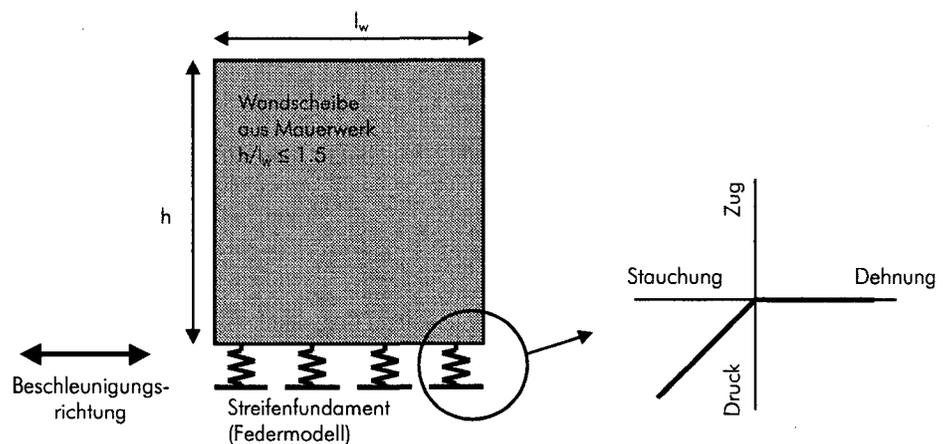


Figur 2.12: Dynamische Stabilität von oben und unten fixierten Mauerwerkswänden nach [ABK 1984].

{Beispiel: Bei einer Wanddicke von 15 cm, einer Wandhöhe von 3 m (Schlankheit 20) ergibt sich nach Figur 2.12 bei einer Auflast gleich dem Eigengewicht eine maximale Geschwindigkeit von rund 0.40 m/s. Ein Einmassenschwinger mit einer Spitzenbeschleunigung von  $2.5 \text{ m/s}^2$  erreicht bei einer Frequenz von 1 Hz oder tiefer diese Geschwindigkeit.}

"In-plane" Verhalten

Gedrungene Wände, die parallel zu ihrer Ebene angeregt werden ("in-plane"), weisen keine bedeutende Verschiebungs-Amplifikation über die Wandhöhe auf. Dies wurde aus parametrischen Studien gefolgert: es wurden steife Wandscheiben berechnet, deren Höhe zu Länge - Verhältnisse 1.5 nicht überschritten und die auf nicht-linearen Federn, die nur Druck übertragen, gelagert wurden (siehe Figur 2.13). Diese zeigten eine Verschiebungs-Amplifikation von maximal 10%.



Figur 2.13: Modell einer Wandscheibe aus Mauerwerk, die parallel zur ihrer Ebene angeregt wird.

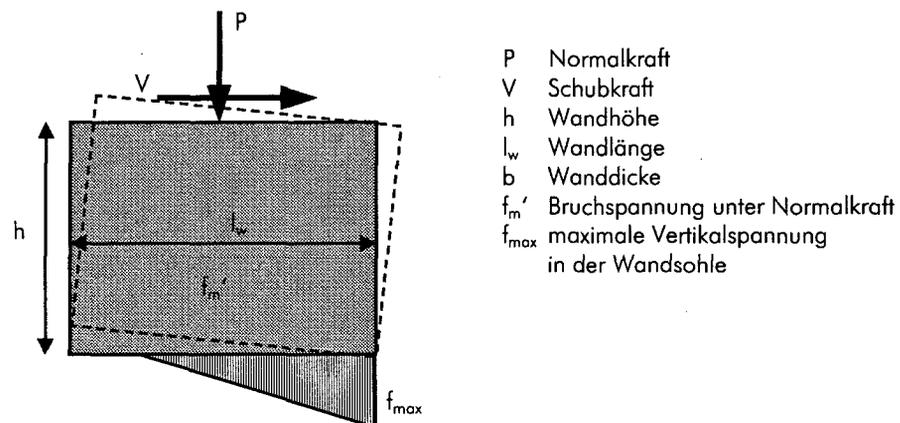
"In-plane" Versagen von Mauerwerkswänden können Biegeversagen oder Schubversagen der Wand um eine Achse senkrecht zur Wandebene sein. Gedrungene Mauerwerkswände versagen vor allem unter Schub oder Gleitschub, schlankere Mauerwerkswände, z.B. ein Wandabschnitt zwischen zwei Öffnungen, versagen eher unter Biegung.

#### Schubwiderstand

Der Schubwiderstand kann mit einem klassischen Ansatz berechnet werden, der auf dem Widerstand gegen Schrägzug basiert. Daraus kann der Schubwiderstand  $V = \tau_v \cdot A / 1.5$  berechnet werden, wobei  $\tau_v$  gleich dem maximalen Schubwiderstand und  $A$  der horizontale Wandquerschnitt ist. Die CGSEEB schlagen vor,  $\tau_v$  folgendermassen zu bestimmen:  $\tau_v = 0.56 \cdot v_t + 0.75 \cdot P/A$ . Hierin bedeutet  $P$  die Auflast und  $v_t$  ist die Schubspannung, die in normalspannungs-freien Mörtelfugen aufgenommen werden kann. Dieser Wert sollte aus Tests als die 20% Fraktile bestimmt werden. Dieser tiefe Fraktilwert wurde gewählt, weil die Risse sich an der schwächsten Stelle ausbreiten. Falls ein Wert von  $v_t < 0.2$  MPa resultiert, sollte das Mauerwerk ersetzt werden; und in der Berechnung sollte ein Wert von maximal  $v_t = 0.7$  MPa eingesetzt werden.

#### Biegewiderstand

Der Biegewiderstand kann durch ein Bruchversagen am Druckrand begrenzt sein oder aber durch begrenzten Widerstand an der Zugseite. Die Überprüfung des Druckwiderstandes kann mit folgender Regel durchgeführt werden:  $f_{\max} = 2 \cdot P / (3 \cdot b \cdot (0.5 \cdot l_w - V \cdot h / P)) \leq f_m'$ . Die Bedeutung der Zeichen kann aus Figur 2.14 entnommen werden.



Figur 2.14: Spannungsverteilung und maximale Spannung  $f_{\max}$  am Wandfuss einer biegebeanspruchten Mauerwerkswand.

Experimentelle Untersuchungen haben gezeigt, dass der Biegewiderstand infolge begrenztem Widerstand auf der Zugseite folgendermassen berechnet werden kann:  $V \leq 0.9 \cdot P \cdot l_w / h$ .  $P$  ist gleich der Summe aus der Auflast und dem halben Eigengewicht der Wand.

#### Verformungsverhalten von Mauerwerk

Mauerwerk ist im allgemeinen für sein sprödes (also nicht-duktils) Verhalten bekannt. Dies ist im Hinblick auf statische Beanspruchungen auch weitgehend richtig und massgebend. In statisch zyklischen und dynamischen Versuchen wurde aber ein nicht-lineares oder gar duktils Verhalten beobachtet. Bei "out-of-plane" Starrkörper-

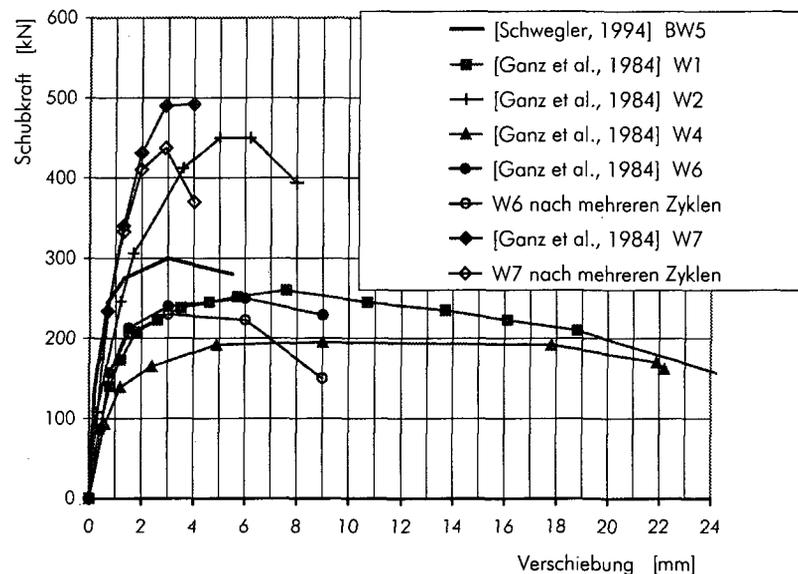
bewegungen wurde ein stabiles hysteretisches Verhalten beobachtet, wobei die hysteretische Energievernichtung allerdings recht gering ist. Dasselbe Phänomen wurde bei Experimenten mit "in-plane" Biegung beobachtet [Magenes et al. 1997]. Wenn allerdings die Normalkraft sehr gross ist, kann ein vorzeitiges, sprödes Druckversagen eintreten. Auch auf Schub beanspruchte Mauerwerkswände entwickeln ein hysteretisches Verhalten. Bei Experimenten in Italien [Magenes et al. 1997] wurde ein eindeutig inelastisches Verhalten von Mauerwerkswänden beobachtet, wobei die Bruchverschiebung, d.h. die Verschiebung bevor der Widerstand deutlich abfällt (Verschiebung beim Erreichen der Erdbebenkapazität), recht konstant blieb. Die Bruchverschiebung dividiert durch die Höhe der oben biegesteif eingespannten Wand betrug 5.3% mit einem Variationskoeffizienten von 0.11. Die elastische Verschiebung variierte dagegen deutlich stärker, weshalb in diesen Experimenten die Verschiebeduktilität zwischen 2.5 und 7.5 schwankt.

Mauerwerks-Versuche in der Schweiz

An dieser Stelle seien insbesondere zwei Versuchs-Reihen mit Mauerwerkswänden genannt, die an Mauerwerkswänden aus Steinen, die heute in der Schweiz gebräuchlich sind, durchgeführt wurden. Eine Versuchs-Reihe wurde von Ganz & Thürlimann an der ETH Zürich durchgeführt [Ganz et al. 1984], eine andere von Schwegler an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA) [Schwegler 1994]. Letzterer untersuchte die Verstärkung von bestehenden Mauerwerkswänden mit Kohlenstofflamellen. Es wurde in statisch-zyklischen Versuchen gezeigt, dass insbesondere die Verschiebekapazität des Systems Mauerwerk und Kohlenstofflamellen ganz deutlich über der Verschiebekapazität der unverstärkten Mauerwerkswand liegt. Es handelte sich in beiden Versuchsreihen um Wände aus Einsteinsmauerwerk von 2.0 m Höhe, 3.6 m Länge und 0.15 m Dicke. Die Wände wiesen an den Stirnseiten Flanschen von total 0.6 m Länge auf (in gewissen Versuchen 0.9 m). Die Normalkraft in den Wänden wird über eine steife Platte auf die Wand aufgebracht und bleibt während der ganzen Versuchsdauer konstant. Während auf die meisten Mauerwerkswände eine Normalspannung von rund 0.6 MPa aufgebracht wurde, war bei den Wänden W2 und W7 einer Normalspannung von 1.9 MPa vorhanden.

Die horizontale Schubkraft wurde über die steife Platte in die Wand eingeleitet. Die Versuche BW5 (Schwegler) und W6 und W7 (Ganz) wurden unter statisch-zyklischen Schubkräften durchgeführt. Die Anzahl der Zyklen betrug jeweils 10 pro Laststufe. In den übrigen Versuchen von Ganz wurden einseitig-zyklische Schubkräfte (progressive Beanspruchung) auf die Wände aufgebracht. Der Schubwiderstand und die horizontalen Verschiebungen am oberen Ende der Wand sind in Figur 2.15 aufgezeichnet. Die unverstärkten Mauerwerkswände zeigten immer eine Bruchverschiebung, die deutlich grösser ist als die Verschiebung bei der der maximale Widerstand auftritt. Für diese Versuche wurde die Duktilität mit der Sekanten-Steifigkeit bei drei Viertel des maximalen Widerstandes berechnet. Es ergaben sich so Verschiebeduktilitäts-Werte zwischen 2.5 bis rund 10. Zum Verhalten der Mauerwerkstragwände schreibt Ganz unter anderem: "Die Höhe der Normalkraft hat den grössten Einfluss auf das Verhalten der Wände. Bei kleiner Normalkraft verhalten sich die Wände recht duktil. Der Lastabfall nach Überschreiten der Maximallast ist gering. Wird die Normalkraft

gesteigert, so wächst auch die maximal erreichbare Querkraft an. Dagegen sinkt die Duktilität der Versuchskörper."



Figur 2.15: Versuche an gedungenen Mauerwerkswänden in der Schweiz: Kraft-Verschiebe-Kurven für statisch-zyklische Versuche ([Schwegler 1994], [Ganz et al. 1984]) und für progressive Belastung ([Ganz et al. 1984]).

[SIA V177 1995]

Die in der Schweiz massgebenden Berechnungsregeln für tragendes Mauerwerk sind in der Norm SIA Empfehlung V177 enthalten [SIA V177 1995]. Die "in-plane" Schubbeanspruchung einer Mauerwerkswand wird für die Fälle "zentrische und exzentrische Normalkraft", "Schubbeanspruchung mit zentrischer (bzw. exzentrischer) Normalkraft" untersucht. Ein Versagen unter senkrecht zur Wandebene stehender Kräfte ("out-of-plane") wird in dieser Empfehlung nicht behandelt.

Der Nachweis für Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft ergibt für eine gegebene Schubkraft die maximale Bemessungsnormalkraft. Die Angaben für die Material-Eigenschaften in [SIA V177 1995] weichen teilweise erheblich von anderen Quellen ab. Zur Berechnung des Widerstandes unter Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft wurden für Backstein-Mauerwerk aus drei Quellen die Angaben in Tabelle 2.2 zusammengestellt. Alle drei Quellen beziehen sich auf die gleiche Grundlage zur Berechnung des Wandwiderstandes ( $N_x \leq f_y \cdot l_2 \cdot d \cdot \cos^2 \alpha$ ). Der bei der Berechnung des Schubwiderstandes oft massgebende Parameter  $f_y$  (bezogen  $f_y/f_{yk}$ ) variiert jedoch erheblich.

Die Empfehlung [SIA V177 1995] macht Angaben zu "erdbebengerechtem Mauerwerk". Sie geben den minimalen Bewehrungsgehalt an, der notwendig ist, damit dem Mauerwerk eine nennenswerte Duktilität zugeschrieben werden kann.

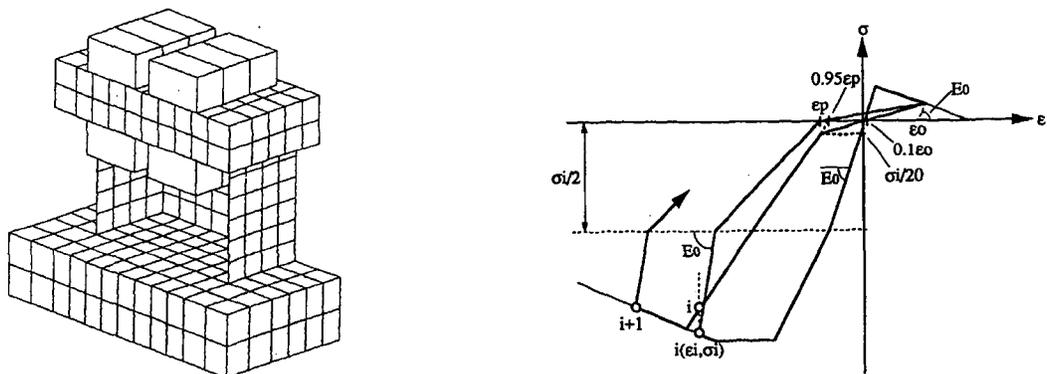
Parameter	[SIA V177 1995]	[Bachmann 1994]	[Jaccoud et al. 1997]
Backsteintyp	MB	MBNC	MB
$f_x$ [MPa]	8	7 (Einsteinmauerwerk)	-
$f_v/f_x$	$2.4/8=0.3$	0.5	0.3

Tabelle 2.2: Angaben zu Material-Eigenschaften von Mauerwerk nach verschiedenen Quellen.

## 2.4 Nicht-lineare Modellierung von Stahlbeton

Methode der Finiten Elemente

Es gibt mehrere Methoden, um ein Stahlbeton-Tragwerk nicht-linear zu modellieren. Die wohl wichtigste Methode sind die Finiten Elemente. Ein Stahlbeton-Element wird hierzu in eine endliche Anzahl von kleinen, virtuellen Volumeneinheiten (finite Elemente) aufgeteilt. In jedem dieser finiten Elemente wird ein mechanisches Modell des Stahlbetons implementiert. Dadurch kann die Bildung von Rissen im Beton und das Fließen des Stahles unmittelbar berechnet werden. Aus der Summe des lokalen Betonverhaltens ergibt sich die Antwort des Tragwerks (Figur 2.16).



Figur 2.16: Masche eines Finite-Element-Modelles für die Hälfte der "seismic shear wall" (links) und Spannungs-Dehnungs-Gesetz für Beton (rechts) [OCDE/NUPEC 1996].

RBSM

Vereinfachende Ansätze werden bei der Modellierung mit der "rigid bodies – spring-models" (RBSM) benützt. Diese Methode beruht darauf, das Volumen eines Stahlbetonkörpers in starre Körper aufzuteilen, die untereinander mit Federn verbunden sind. Im Vergleich mit der Finite-Element-Methode erlaubt dieser Ansatz, den Rechenaufwand zu reduzieren. Eine Anwendung der Methode ist in [Zardoum et al. 1998] wiedergegeben.

Makromodelle

Losgelöst vom Volumen des Stahlbeton-Tragwerks bildet ein Makromodell nur noch die mechanischen Eigenschaften eines Tragwerks ab. Das Tragwerk wird mit Punktmassen und Federn abgebildet. Eine Tragwand wird beispielsweise im Programm

Idarc2d mit zwei inelastischen Biegefedern, einer inelastischen Schubfeder (siehe Figuren 4.6 und 4.7) und einer elastischen Feder in Längsrichtung abgebildet. Die Feder-Eigenschaften sind dabei unabhängig voneinander.

Praxis

Die bis anhin in der Erdbebeningenieurpraxis und -forschung gängigen Rechenprogramme mit nicht-linear hysteretischem Elementverhalten beruhen auf einer Makro-modell-Formulierung (z.B. DRAIN oder Idarc2d) oder es sind Finit-Element-Programme (ABAQUS, ANSYS u.a.). Die Finite-Element-Methode ist zweifellos sehr detailliert und es können umfassende Untersuchungen gemacht werden. Es ist jedoch eine aufwendige Methode weil sowohl die Rechenprogramme kosten-intensiv sind und weil der Computer-Rechenaufwand gross ist. Die Makroelement-Programme sind zwar weniger leistungsfähig, sind dafür auch wesentlich kostengünstiger und sie können problemlos auf einem Personal-Computer benützt werden.

## 2.5 Überprüfung von bestehenden Bauwerken für beliebige Einwirkungen

*In diesem Abschnitt wird kurz dargestellt, wie die Tragsicherheit bestehender Gebäude generell überprüft wird. In der Schweiz widmen sich insbesondere die Professoren J. Schneider (ETH Zürich) und E. Brühwiler (EPF Lausanne) den Fragen, die sich bei der Überprüfung bestehender Bauten stellen und ganz allgemein den Sicherheitsfragen. Im folgenden werden Ausschnitte aus der Lehre dieser Fachleute kurz dargestellt [Schneider et al. 1996] & [Brühwiler 2000]. Die Überprüfung bestehender Bauten ist ein vergleichsweise junges Fachgebiet.*

Bereiche der Beurteilung

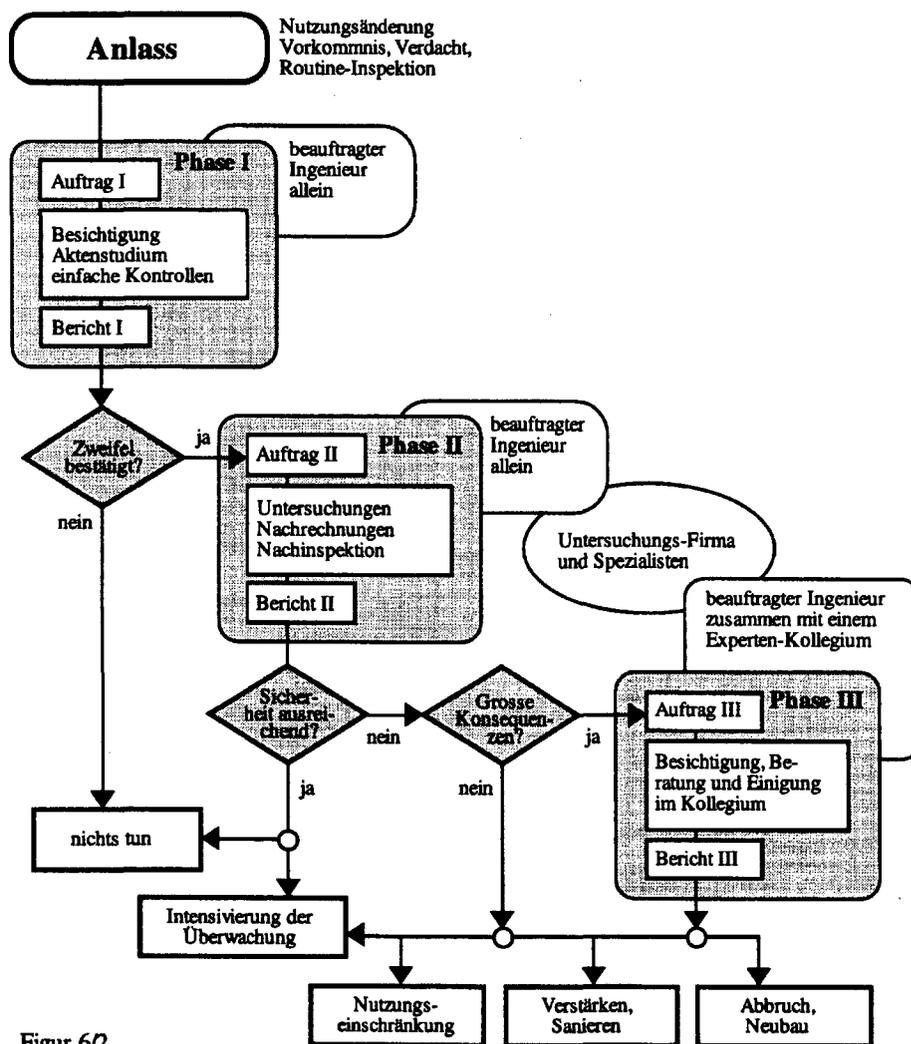
Bei der Überprüfung eines bestehenden Bauwerks ist im allgemeinen die Tragsicherheit das wesentliche Problem. Für ein bestehendes Tragwerk muss eine Aussage für dessen Verhalten in einer Extremsituation gemacht werden, die ausserhalb des Erfahrungsbereichs liegt. Die Extremsituation kann eine hohe Anzahl Lastwechsel sein, eine extreme Schneelast etc. Dagegen ist das Verhalten des Tragwerks im Gebrauchszustand seltener ein Thema von Überprüfungen, denn es ist meistens gut bekannt.

Entscheidungsfindung

Erhält ein Bauingenieur einen Auftrag für eine Überprüfung, so muss er unter den vom Bauherrn bestimmten Zielvorgaben die richtige Empfehlung formulieren. "De facto" stützt sich der Bauherr wohl meist auf die Empfehlung seines Fachmanns. "De jure" liegt jedoch die Entscheidung bei ihm.

Phasen der Beurteilung

Eine Überprüfung wird mit Vorteil in Etappen durchgeführt. Figur 2.17 enthält ein Vorgehensschema mit drei Phasen der Bearbeitung. Es ist der Zweck dieses Vorgehens in Phasen, dass möglicherweise nach der ersten oder zweiten Phase die Beurteilung abgeschlossen werden kann, indem keine weiteren Massnahmen ergriffen werden.



Figur 6/2

Figur 2.17: Phasen der Beurteilung eines bestehenden Bauwerks (nach [Schneider et al. 1996]).

Phase I dient einer groben Erstbeurteilung. Sie soll insbesondere das Studium der Akten des Bauwerks, dessen Besichtigung zur Beurteilung des Tragwerkszustandes, die Ergänzung oder Berichtigung der Bauwerksakten, eine grobe statische Beurteilung und schliesslich einen Bericht über diese Erstbeurteilung enthalten. Beachtenswerte Hinweise zur Durchführung der Besichtigung finden sich in [IP Bau 1992]. Die Ergänzung und Berichtigung der Bauwerksakten kann Plannachführungen zur Folge haben, es sollen aber insbesondere die geltenden Anforderungen überprüft und im Nutzungs-, im Sicherheitsplan und im Überwachungsplan festgehalten werden. Es ist auch festzuhalten, welche Risiken akzeptiert werden. Personenschäden dürfen dabei nicht bewusst akzeptiert werden.

Falls in der Phase I nicht alle Zweifel aus dem Weg geräumt werden konnten, müssen in der Phase II die Kenntnisse aus der Phase I vertieft werden. Dies geschieht durch weitere Untersuchungen am Bauwerk oder der angreifenden Einwirkungen. Dies wird Aktualisieren von Informationen genannt.

Die genauere Kenntnis des Bauwerks bzw. der Einwirkungen werden in eine Berechnung einbezogen mit dem Ziel, eine ausreichende Tragsicherheit nachzuweisen. Die Schlüsse aus Phase II sind ebenfalls in einem Bericht darzustellen. Wenn immer noch Zweifel bestehen, sind diese in einer dritten Phase zu behandeln.

Während in Phase I und in Phase II wohl nur ein Bauingenieur involviert ist, kann es bei Problemen von grosser Tragweite zweckmässig sein, in einer dritten Phase ein Expertenkollegium einzuberufen.

### **Aktualisierung von Einwirkung und Widerstand**

Aktualisierung von  
Einwirkungen

Die Aktualisierung von Informationen betrifft grundsätzlich alle relevanten Grössen. Hier soll jedoch nur die Aktualisierung von Einwirkungen behandelt werden. Bei verschiedenen Einwirkungen wurden im Laufe der vergangenen Jahrzehnte die Kennwerte in den Normen SIA deutlich heraufgesetzt. Dies gilt zum Beispiel für Schneelasten, Nutzlasten auf Strassenbrücken und Erdbeben-Einwirkungen.

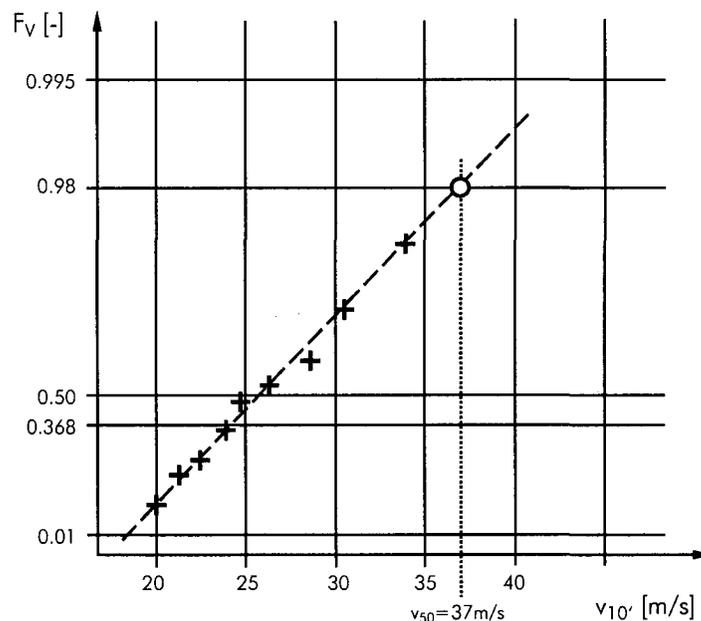
Um für ein Gebäude mit begrenzter Restnutzungsdauer beispielsweise die Windeinwirkungen zu aktualisieren, können die Windgeschwindigkeiten bei einer benachbarten Windmessstation abgefragt werden. Die mittleren Windgeschwindigkeit, die während 10 Minuten gemessen werden, dienen der Bemessung. Die statistischen Rohdaten der Messstation sind zu untersuchen und eine geeignete Verteilungsfunktion ist beispielsweise für die jährlichen Spitzen-Windgeschwindigkeiten auszuwählen [Brühwiler 2000]. Aus dieser Verteilungsfunktion ist sodann ein Wert der jährlichen Spitzen-Windgeschwindigkeit mit einer bestimmten (geringen) Überschreitens-Wahrscheinlichkeit zu berechnen (Figur 2.18). Die Überschreitens-Wahrscheinlichkeit kann beispielsweise als Kehrwert der 5-fachen Restnutzungsdauer des Tragwerks gewählt werden [Schneider et al. 1996]. Der so bestimmte Wert der Windgeschwindigkeit kann dann benützt werden, um die Windkräfte zu berechnen, die im Tragsicherheitsnachweis eingesetzt werden.

Bei Nutzlasten auf Brücken kann die Extremwertverteilung bestimmt werden, die die maximalen Verkehrslasten während der Lebensdauer der Brücke beschreibt. Die Bemessungseinwirkung wird z.B. als der 95%-Fraktilwert der Extremwertverteilung bestimmt. In beiden Beispielen ist kein Lastfaktor mehr zu verwenden [Bailey 1996].

Auf einen Lastfaktor darf hingegen nicht verzichtet werden, wenn mit einer Messung die Geometrie und die Dichte des Bauwerkes bestimmt wurden, um das Eigengewicht zu aktualisieren. Er darf jedoch verkleinert werden.

Aktualisierung des  
Widerstandes

Es kann nicht nur die Einwirkung aktualisiert werden, sondern auch der Widerstand. D.h. man untersucht beispielsweise die Eigenschaften des Betons oder des Bewehrungsstahls, um den Widerstand genauer berechnen zu können. Darüber hinaus ist auch der Wahl des Modelles gebührend Beachtung zu schenken. Bei vielen duktilen Tragwerken kann mit inelastischen Modellen ein höherer Widerstand ausgewiesen werden als dies mit elastischer Schnittkraftermittlung der Fall ist (Plastizitätstheorie).



Figur 2.18: Extrapolation einer Spitzen-Windgeschwindigkeit für eine (jährliche) Überschreitens-Wahrscheinlichkeit von 2% mit Hilfe eines Gumbel-Papieres.

### Zuverlässigkeit eines Tragwerks

#### Sensitivitätsanalyse

Bereits zu Beginn der Untersuchungen lohnt es sich, die massgebenden Basisvariablen eines Tragsicherheitsproblems zu identifizieren. Dies kann mit einer Sensitivitätsanalyse geschehen. Eine Sensitivitätsanalyse kann im Sinne eine "Austesten" erfolgen, indem in deterministischen Ansätzen ein Parameter variiert wird. Eleganter sind probabilistische Verfahren. Die bei probabilistischen Verfahren berechneten Wichtungsfaktoren geben den Einfluss der Basisvariablen direkt an.

#### Sicherheitsanalyse deterministisch

Mit den massgebenden Parametern, deren Grösse sorgfältig bestimmt wurde, kann nun eine eigentliche Sicherheitsanalyse durchgeführt werden. Nach [Schneider et al. 1996] ist das Ziel der Sicherheitsanalyse die "Beschaffung einer Masszahl für die Tragsicherheit und einer massgebenden Vergleichsgrösse als Hilfe für die Entscheidungsfindung". Dabei können auch deterministische Verfahren, etwa jene der Normen, zum Einsatz gelangen.

#### Sicherheitsanalyse probabilistisch

Oft ist es allerdings so, dass mit modernen Bemessungs-Normen und deren Rechenregeln die Sicherheit bestehender Tragwerke nicht nachgewiesen werden kann. Dann sind für eigentliche Sicherheitsanalysen probabilistische Verfahren das angemessene Mittel. Mit ihnen ist es möglich, die Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_f$  und den Sicherheitsindex  $\beta$  zu berechnen und mit dem durch die gültigen Normen definierten Sicherheitsniveau zu vergleichen. Auch das Mass der "Zuverlässigkeit"  $r$  ist eine Grösse, die auf der Wahrscheinlichkeitsrechnung basiert:

$$r = 1 - p_f \quad (2.6)$$

$p_f$       Versagens-Wahrscheinlichkeit

Es gibt zwar Zielgrößen für die Zuverlässigkeit eines Tragwerks unter verschiedenen Einwirkungen. Indessen weisen Tragwerke, die genau nach den Normanforderungen bemessen worden sind, unter verschiedenartigen Einwirkungen unterschiedliche Versagens-Wahrscheinlichkeiten auf. Die Überprüfung eines bestehenden Tragwerks richtet sich daher oft an einem virtuellen, neuen und korrekt bemessenen Tragwerk. [Schneider et al. 1996] formuliert die Anforderung an die Sicherheit bestehender Tragwerke so:

"Ein bestehendes Tragwerk kann als sicher bezeichnet werden, wenn die Berücksichtigung aktualisierter Werte der Basisvariablen  $X_i$  in einer aktualisierten Grenzzustandsgleichung  $G(X_i) = 0$  zu einer Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_i$  führt, die nicht grösser ist als die von den gültigen Normen gerade noch akzeptierte Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{i0}$ :

$$G(a_0, X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0 \rightarrow \beta, p_i \quad "$$

Die von den gültigen Normen gerade noch akzeptierte Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{i0}$  ist im allgemeinen nicht explizit angegeben. Vielmehr muss sie "rekonstruiert" werden: "Ein zu einem bestimmten Zeitpunkt nach einem konsistenten Paket von gültigen Normen fehlerfrei bemessenes Tragwerk gilt zu diesem Zeitpunkt und im Rahmen dieser Normen als sicher. Die zu einer realistisch eingeschätzten Basisvariablen  $X_{i0}$  in einer zutreffenden Grenzzustandsgleichung  $G_0(X_{i0})=0$  gehörige Versagens-Wahrscheinlichkeit entspricht der von diesem Normenpaket gerade noch akzeptierten Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{i0}$ :

$$G_0(a_{00}, X_{10}, X_{20}, \dots, X_{n0}) \leq 0 \rightarrow \beta_0, p_{i0} \quad "$$

#### Beschränkte Aktualisierung

Oft sind nur die Einwirkungen oder nur die Widerstände eines bestehenden Tragwerks fraglich und damit zu überprüfen. Dann kann die Aktualisierung sich auf den fraglichen Teil beschränken und der übrige, nicht in Frage gestellte Teil nach den Normen behandeln (Figur 2.19). Dieser Ansatz ergibt auf der sicheren Seite liegende Resultate. [Schneider et al. 1996] kommentiert: "Man wird in der Regel so auch grössere Akzeptanz bei den Kollegen der Praxis finden, die der Anwendung probabilistischer Methoden noch reserviert gegenüber stehen."

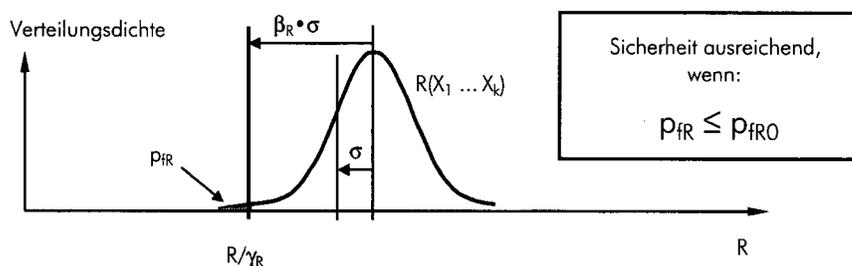
Aus der gültigen Norm kann auf die Wahrscheinlichkeit  $p_{iRO}$  (oder  $\beta_{RO}$ ) geschlossen werden, bei Einhaltung der Norm dennoch der Widerstand nach der Bemessung zu unterschreiten:

$$\text{Norm, Neubau: } R_0(X_{10}, X_{20}, \dots, X_{n0}) - (R/\gamma_R) \leq 0 \rightarrow p_{iRO}, \beta_{RO}$$

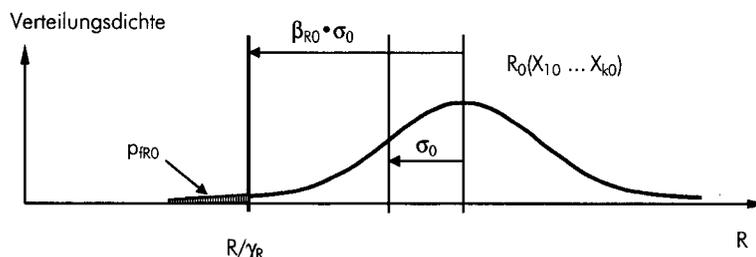
$$\text{Überprüfung: } R(X_1, X_2, \dots, X_n) - (R/\gamma_R) \leq 0 \rightarrow p_{iR}, \beta_R$$

$$\text{Ein bestehendes Tragwerk gilt als sicher, wenn: } p_{iR} \leq p_{iRO} \quad (2.7)$$

aktualisierter Widerstand eines bestehenden Tragwerk-Elementes



Widerstand eines (virtuellen,) nach gültiger Norm bemessenen Tragwerk-Elementes, das dem bestehenden & zu untersuchenden Tragwerks-Element entspricht



Figur 2.19: Sicherheitsanalyse eines bestehenden Tragwerk-Elementes mit beschränkter Aktualisierung (Aktualisierung des Widerstands).

Für eine vollständige probabilistische Sicherheitsanalyse muss im allgemeinen folgendes Problem gelöst werden:

$p_f = P[S > R]$  Die Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_f$  wird als Wahrscheinlichkeit  $P$  betrachtet, mit der die Einwirkungen  $S$  grösser sind als der Widerstand  $R$ . Man erkennt die Bedingung für Versagen  $S > R$ , oder in anderer Form:  $R - S < 0$ . Die Bedingung für das Nicht-Versagen ist:  $R - S \geq 0$ . Zwischen diesen zwei Zuständen trennt die Grenzzustandsgleichung:

$$G = R - S \tag{2.8}$$

Die Versagens-Wahrscheinlichkeit kann wie folgt berechnet werden:

$$p_f = P[S > R] = \sum (P[S = x] \cdot P[R < x]) \tag{2.9}$$

oder, wenn  $S$  und  $R$  statistisch unabhängig sind:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(x) \cdot F_R(x) \cdot dx \tag{2.10}$$

wobei  $f_S$  die Wahrscheinlichkeitsdichte von  $S$  ist und  $F_R$  die Verteilungsfunktion von  $R$ .

Monte Carlo Simulation

Die Versagens-Wahrscheinlichkeit kann unter anderen mit dem Monte-Carlo-Verfahren berechnet werden. Hierzu wird die Grenzzustandsfunktion  $G(a_0, X_1, X_2, \dots, X_n)$  vielfach für zufällige Realisationen der Basisvariablen  $X_i$  berechnet. Die Ergebnisse können dann in "Versagensfälle" und "Nicht-Versagensfälle" eingeteilt werden und es kann eine statistische Aussage über die Versagens-Wahrscheinlichkeit gemacht werden. Das Monte-Carlo-Verfahren ist auf eine grosse Anzahl Wiederholungen angewiesen.

## 2.6 Umgang mit Risiko

### 2.6.1 Risiko-Wahrnehmung

Gefahren-Situationen	Die Wahrnehmung, Einschätzung und Beurteilung einer Gefahrensituation oder gar die Akzeptanz einer ganz konkreten Bedrohung, hängt ganz wesentlich von dem Blickwinkel ab, unter dem eine bestimmte Gefahr betrachtet wird [Haller 1999]. Beispielsweise fällt die Beurteilung ein und der selben Situation einerseits durch eine nicht direkt beteiligte Person und andererseits durch eine Person, die direkt betroffen ist, meist sehr verschieden aus. Als Beispiele können die Reaktionen der lokalen Bevölkerung dienen, wenn es darum geht, einen Standort für ein Kernkraftwerk zu finden. Die Ablehnung einer (scheinbaren oder tatsächlichen) Gefahr ist dann am grössten, wenn sie einen direkt betrifft.
Sicherheit	Ein Kernkraftwerk, das man an einem bestimmten Ort errichtet, stellt für die lokale Bevölkerung, eine Gefahr dar, die unabhängig von ihrem Verhalten besteht. Vor solchen Gefahren möchte man "in Sicherheit" sein. Ebenfalls von Sicherheit spricht man im Zusammenhang mit Störfällen und Unfällen (im Verkehr, bei Bauwerken etc.). Solche störende Ereignisse treten relativ selten auf und unterbrechen den normalen Verlauf des Lebens. Auch Naturgefahren können unsere Sicherheit beeinträchtigen (siehe unten: "Bedingungsrisiko").  Den Begriff der Sicherheit führt [Schneider et al. 1996] mit einem Zitat von Larousse ein: Sicherheit ist die "Seelenruhe, die aus der Empfindung kommt, dass keine Gefahr zu fürchten sei". Sicherheit ist demnach in erster Linie Angelegenheit individueller Empfindung.
Risiko	Im Gegensatz zum Begriff Sicherheit wird in der Umgangssprache der Begriff "Risiko" oft in Zusammenhang mit Aktivitäten benützt. Wir interessieren uns für das Risiko, das mit einer Geldanlage verbunden ist, wir machen uns Gedanken zum Risiko, das mit einer neuen beruflichen Herausforderung verknüpft ist, und so weiter. Manche Leute gehen gar Risiken freiwillig ein, um ihr Leben spannend zu gestalten. Schnelles Autofahren, Bergsteigen, "bungy jumping" etc. können hier aufgezählt werden. Solche Aktivitäten versprechen Gewinn (Kapital, positive Emotionen), dem Handelnden ist aber (meist) bewusst, dass er das Risiko eingeht, dass nicht nur der Gewinn nicht eintritt sondern gar die Investition verloren geht bzw. gar das Leben aufs Spiel gesetzt wird (siehe "Aktionsrisiko").
Erwartungen eines Systems	Nach [Haller 1999], einem Ökonomen und Risiko-Experten, sind Risiken "die Summe aller Möglichkeiten, dass sich die Erwartungen eines Systems aufgrund von Störprozessen nicht erfüllen." Für die Bestimmung der Risiken ist es entscheidend, die ausdrücklichen und stillschweigenden Erwartungen des untersuchten Systems zu kennen. Mit dem Begriff Erwartungen eines Systems sind hier die ausdrücklichen und stillschweigenden Ziele eines Unternehmens, einer Familie etc. bezeichnet.
Aktionsrisiko	Wenn sich ein Unternehmen für die Entwicklung oder Lancierung eines neuen Produktes entscheidet, muss es Ressourcen investieren. Ist das fertige Produkt

schliesslich nicht gefragt auf dem Markt, so sind die Ressourcen verloren. Dieses Risiko ist den Entscheidungsträgern bekannt und sie wissen, dass sich dieses Risiko im allgemeinen nicht vermeiden lässt. Denn um Chancen (Gewinnpotentiale) wahrnehmen zu können, sind im allgemeinen Risiken unumgänglich. Risiken, die wir bei gewinnversprechenden Aktivitäten auf uns nehmen, werden auch "Aktionsrisiken" genannt [Haller 1999]. Aktionsrisiken sind – über die mit ihnen verbundenen Gewinnpotentiale – mit positiven Emotionen verknüpft.

Bedingungsrisiko

Die Erwartungen der Unternehmung ist der Gewinn, den sie aus ihren Aktivitäten zieht. Dieser Gewinn kann z.B. auch durch ein Feuer (oder ein Erdbeben) zunichte gemacht werden, indem eine Randbedingung (das ungestörte Tun) nicht mehr erfüllt ist. Risiken, die sich auf (oft stillschweigend) vorausgesetzte Randbedingungen beziehen, werden auch "Bedingungsrisiken" genannt [Haller 1999]. Im Zusammenhang des Risiko-Managements für Unternehmungen oder Einzelpersonen stellen Naturgefahren im allgemeinen "Bedingungsrisiken" dar. Während Aktionsrisiken meist bekannt sind und bewusst in Kauf genommen werden, werden Bedingungsrisiken von Entscheidungsträgern oft vergessen.

## 2.6.2 "Technische" Risiko-Definitionen

Risiko =  
Wahrscheinlichkeit x Schaden

In technischen Anwendungs-Bereichen wird Risiko als das Produkt der Eintretens-Wahrscheinlichkeit und des Schadenmasses definiert. Es gibt für verschiedene Zwecke Definitionen mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad.

Verletzbarkeit

Eine Definition wurde von einer UNO-Organisation festgelegt (Gleichung 2.11). Sie definiert den Schaden als das Produkt des potentiellen Schadens (maximaler Schaden) und der Verletzbarkeit. Die Verletzbarkeit ist eine dimensionslose Grösse und nimmt Werte zwischen Null und Eins an.

$$\text{Risiko} = \sum_{\text{alle Ereignisse}} (\text{Eintretenswahrscheinlichkeit}) \cdot (\text{Verletzbarkeit}) \cdot (\text{potentieller Schaden})$$

(Definition nach [UNDRO 1979]) (2.11)

Individuelles und kollektives  
Personenschaden-Risiko

Schadensarten können nicht immer über eine Leiste gezogen werden: es gibt Personenschäden und materielle Schäden. Beim Risiko von Personenschäden unterscheidet man zwischen dem individuellen Personenschaden-Risiko und dem kollektiven Personenschaden-Risiko [Schneider et al. 1996]. Das individuelle Personenschaden-Risiko wird definiert als "Wahrscheinlichkeit, dass bei einem bestimmten Schadenereignis eine (bestimmte) Einzelperson zu Schaden kommt, dh. getötet, verletzt oder sonstwie beeinträchtigt wird." Im Unterschied zum individuellen Personenschaden-Risiko erfasst das kollektive Personenschaden-Risiko das Risiko, dass eine Gefahr Personenschäden an beliebigen Personen verursacht. Nach [Schneider et al. 1996] ist das kollektive Personenschaden-Risiko die "Funktion von Wahrscheinlichkeit eines Schadenereignisses und der potentiellen Personenschadenfolge (oft als Produkt der beiden Grössen dargestellt)."

Risiko-Aversion Schliesslich beschreibt [Schneider et al. 1996] das "empfundene Personenschaden-Risiko". Es wurde festgestellt, dass die Gesellschaft einen Unfall mit einer grossen Anzahl Opfer grösser gewichtet als eine Reihe von Unfällen mit jeweils einer kleineren Anzahl von Opfern, auch wenn in der Summe die "kleineren" Unfälle die gleiche Anzahl Opfer verursacht. Man nennt dies auch Risiko-Aversion. Die Risiko-Aversion wurde beispielsweise in der Katanos-Studie [Bundesamt für Zivilschutz 1995] studiert und eingesetzt zur Ermittlung der Naturgefahren-Risiken.

Gebäudeschaden-Risiko Im Zusammenhang mit den Erdbeben-Schäden an Gebäuden spricht man vom Gebäudeschaden-Risiko. [Moser 1993] berechnet dies folgendermassen:

$$R = \int_0^1 D(p) \cdot dp \quad (2.12)$$

$D(p)$  Schadenwahrscheinlichkeits-Funktion

$dp$  Inkrement der Eintretens-Wahrscheinlichkeit

### 2.6.3 Risiko-Vergleiche

Trotz der sehr verschiedenen Wahrnehmungsarten ist es oft sinnvoll, Risiken zu vergleichen. Für ein sachliches Risiko-Management ist es sogar unumgänglich, Risiken zu vergleichen und zu bewerten. Bereits die Wahl der Risiko-Definition kann für den Vergleich von Bedeutung sein. Risiko-Vergleiche können auf verschiedene Weise realisiert werden [Schneider et al. 1996]:

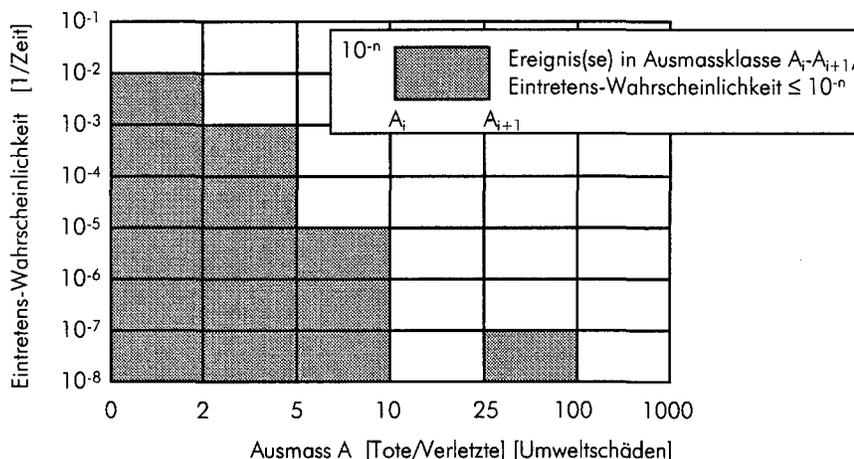
- Vergleich der Risiken mit offensichtlich akzeptierten Risiken
- Vergleich der Rettungseffizienz von Sicherheitsmassnahmen.

Vergleich mit akzeptierten Risiken

Materielle Risiken, individuelle Risiken oder auch kollektive Risiken werden mit Risiken verglichen, die ein Unternehmen, eine Einzelperson oder die Gesellschaft offensichtlich akzeptieren, sich also kein erheblicher Widerspruch gegen eingetretene Schäden regt. Durch Untersuchungen der in der Vergangenheit getroffenen Entscheidungen können Akzeptanz-Grenzen für Risiken gefunden werden. Bei materiellen Risiken sind es oft die Gewinnchancen, die die Marge für das Risiko bestimmen. Dies kann auch bei individuellen Personenschaden-Risiken der Fall sein.

W-A-Diagramm

Für den Vergleich kollektiver Risiken mit Akzeptanz-Grenzen wird oft ein Wahrscheinlichkeits-Ausmass-Diagramm (W-A-Diagramm) benützt (Figur 2.20). Um ein W-A-Diagramm zu erstellen, werden gefährliche Tätigkeiten klassifiziert. Die Klassierung erfolgt einerseits nach dem Ausmass von Störfällen (Tote/Verletzte, Umweltschäden, materielle Schäden) und andererseits nach der Eintretens-Wahrscheinlichkeit dieser Störfälle. Störfälle, deren Ausmass zu derselben Klasse gehören, werden zusammengefasst, und ihre Eintretens-Wahrscheinlichkeit wird summiert. Damit sind die Daten bereit, um ein Diagramm zu zeichnen wie in Figur 2.20 [BUWAL 1991b; Haldi 1999].



Figur 2.20: Wahrscheinlichkeits-Ausmass-Diagramm (W-A-Diagramm) für die Beurteilung des kollektiven Risikos von technischen Installationen.

Rettungskosten

Bei kollektiven Risiken nimmt man weniger Bezug auf die Gewinnchancen als vielmehr den Aufwand, der nötig ist, um das Risiko zu verringern. Die "Rettungskosten"  $RK_M$  sind die Masszahl, mit welcher sich dieser Aufwand ausdrücken lässt:

$$RK_M = \frac{SK_M}{\Delta R_M} \tag{2.13}$$

$SK_M$  Kosten einer Massnahme, die für die Sicherheit investiert wurde  
 $\Delta R_M$  durch Massnahme erzielte Risikoreduktion;  $\Delta R_M = \Delta[p_f \cdot E(S)]_M$ , wobei  $p_f$  die Versagens-Wahrscheinlichkeit und  $E(S)$  der Erwartungswert des Schadens ist.

Rettungskosten sind ein geeignetes Instrument, um Prioritäten bei der Ergreifung von Sicherheits-Massnahmen zu setzen. Denn bei beschränkten Mitteln ist es sinnvoll, teure Massnahmen zugunsten von billigeren aufzugeben. So lassen sich bei gleichbleibenden Gesamtausgaben mehr Menschenleben retten. Aus [Schneider et al. 1996] wird der folgende Absatz zitiert:

" ... if our priorities in managing risks are not cost-effective, we are, in effect, killing people whose premature deaths could be prevented ...". Es stellt sich die Frage, was man sich leisten kann, muss oder will. Es wäre hier ein gesellschaftlicher Konsens zu suchen. Beim Bau der S-Bahn Zürich in den 80er Jahren hat man Massnahmen mit Rettungskosten von unter 3 Millionen Franken pro gerettetes Menschenleben ohne langes Überlegen realisiert, bei solchen mit Kosten über 10 Millionen hat man gezögert.

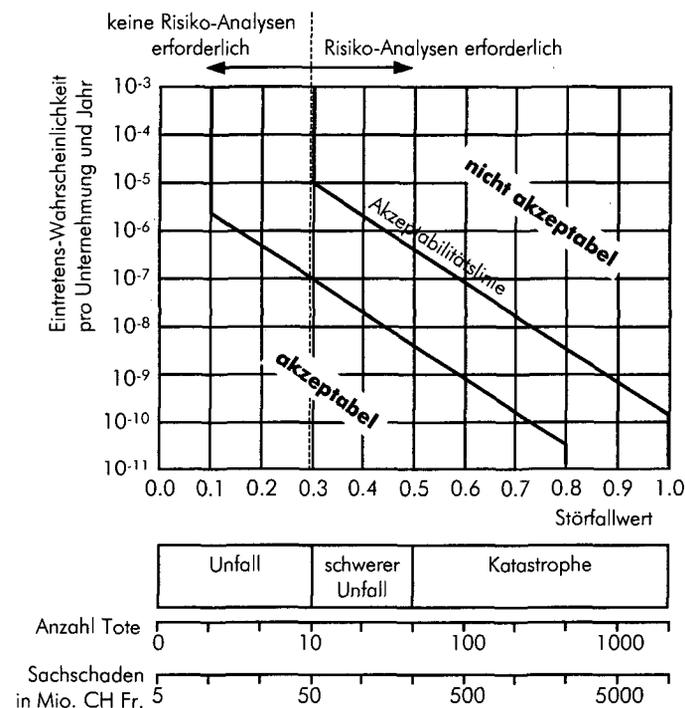
Risiko-Aversion

Während die obgenannten Instrumente zum Vergleich von Risiken die Risiko-Aversion nicht einschliessen, stellt man immer wieder fest, dass es sich bei der Risiko-Aversion um eine gesellschaftliche Realität handelt. Als Beispiel sei hier die Verkehrssicherheit in den Strassentunnels genannt: sie ist gleich gross wie auf offenen Strecken [Haller 1999]. Trotzdem hat der Unfall im Montblanc-Strassentunnel mit rund 40 Toten zu heftigen Reaktionen geführt, so dass er möglicherweise nicht mehr eröffnet wird.

## Risiko-Akzeptanz

Es gibt mehrere Ansätze zur Festlegung des akzeptierten Risikos. Einer ist die Festlegung von absoluten Grenzwerten für individuelle Risiken und oberen Grenzen für die Rettungskosten (kollektive Risiken) [Schneider et al. 1996; Kölz 2000]. Zuzufolge einem anderen Vorschlag soll für das individuelle Risiko eine absolute obere Grenze und ein Übergangsbereich festgelegt werden. Im Übergangsbereich müssen Massnahmen ergriffen werden, wenn der Aufwand hierzu verhältnismässig ist. Die kollektiven Risiken würden nach diesem Vorschlag ebenfalls nach Massgabe der Rettungskosten akzeptiert oder "saniiert" [Seiler 2000].

Ein anderer Ansatz wird im Handbuch I zur Störfall-Verordnung [BUWAL 1991b] beschrieben: es werden Risiken von Ereignissen einer bestimmten Ausmassklasse akzeptiert, wenn die kumulierte Eintretens-Wahrscheinlichkeit der Ereignisse einen Grenzbereich nicht überschreitet. Dieser Grenzbereich der Eintretens-Wahrscheinlichkeit besteht aus einer absoluten oberen Grenze und einem Übergangsbereich, in welchem die Massnahmen auch von den Kosten abhängen (Figur 2.21).

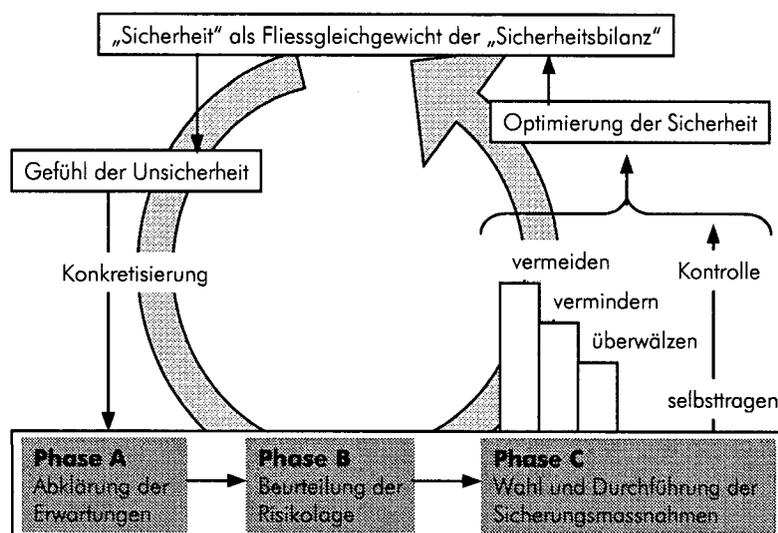


Figur 2.21: Risiko-Akzeptanz für Störfälle in Unternehmen [BUWAL 1991b].

## 2.6.4 Risiko-Management

Wenn wir uns für oder gegen eine Aktivität entscheiden, wägen wir oft zwischen dem erhofften Gewinn und dem damit verbundenen Risiko ab (Aktionsrisiko). Mit einem anderen Wort: wir betreiben "Risiko-Management". Es ist leicht einzusehen, dass nicht nur das Risiko aus potentiell gewinnbringenden Aktivitäten "gemanagt" wird, sondern auch sogenannte "Bedingungsrisiken" in ein Risiko-Management einbezogen werden sollten.

Als Risiko-Management wird ein Gesamtkonzept des Denkens und Handelns verstanden, um wesentliche Risiken in Systemen (Familie, Unternehmung u.a.) zu erkennen und zu beurteilen, diese Risiken mit systematisch geeigneten Instrumenten anzugehen und führungsmässige und organisatorische Konsequenzen zu ziehen. Das Ziehen der Konsequenzen soll einen Ausgleich zwischen den Erwartungen (oder Zielen) und dem Risiko herzustellen. Dies kann auch als Sicherungsprozess (Figur 2.22) dargestellt werden [Haller 1999].



Figur 2.22: Der Sicherungsprozess im Risiko-Management [Haller 1999].

Fließgleichgewicht der Sicherheitsbilanz

Zwei Dinge in Figur 2.22 sollen hier hervorgehoben werden. Die (ausreichende) Sicherheit wird in einem Prozess erarbeitet. In einer Unternehmung oder einer Familie wechseln die Rahmenbedingungen recht schnell, so dass "Gefühle der Unsicherheit" neu entstehen und wieder ein neuer Prozess gestartet werden muss. Ein Fließgleichgewicht tritt ein, in dem die Sicherheit (eigentlich das "Sicherheitsgefühl", siehe Abschnitt 2.6.1) immer wieder neu erarbeitet werden muss. Zur Optimierung der Sicherheit kommen mehrere Lösungsansätze in Frage. Mit den gewählten Massnahmen können Risiken vermieden, vermindert, überwälzt (dh. Abschliessen einer Versicherung u.ä.) oder selbstgetragen werden.

Ausdrücklich eingeschlossen in diesem Sicherungsprozess ist die Möglichkeit, Risiken selbst zu tragen. Diese verbleibenden Risiken werden oft "Restrisiken" genannt.



## 3 Bestehende Stahlbeton-Gebäude in der Schweiz

Dieser Abschnitt dient der Beschreibung der bestehenden Stahlbeton-Gebäude sowie der Bautechnik der 50er und 60er Jahre. Es wurde eine Feldstudie zu bestehenden Gebäuden durchgeführt und einige Beispielgebäude ausgewählt, die hier beschrieben werden und deren Erdbeben-Verhalten berechnet wurde. Weiter werden die Bemessungsgrundlagen und die Baumaterialien (Beton, Bewehrungsstahl) der fraglichen Zeitspanne dargestellt.

### 3.1 Studium bestehender Stahlbeton-Gebäude

Entwicklung der Stahlbeton-Bauweise

#### Verletzbarkeit der Stahlbeton-Gebäuden der 50er und 60er Jahre

Um die Mitte des 20. Jahrhunderts entwickelte sich die Stahlbeton-Bauweise zu einer der wichtigsten Bauweisen in der Schweiz. Ab diesem Zeitpunkt stand hochfester, profilierter Bewehrungsstahl zur Verfügung [EMPA 1950] und die Vorspanntechnik wurde praxis-reif. Die Baumaterialien und die Bemessung von Stahlbeton haben sich seit den 50er und 60er Jahren gewandelt.

Ein untergeordnetes Ziel der Arbeit ist es, einen Anhaltspunkt für die Verletzbarkeit der Stahlbeton-Gebäude zu erhalten, die in den 50er und 60er Jahren des 20. Jahrhunderts erstellt wurden. Zu diesem Zwecke wurden:

- eine Feldstudie über bestehende Gebäude durchgeführt.
- die Normen und Unterrichts-Unterlagen der 50er und den 60er Jahren ausgewertet.
- die Baumaterialien anhand von archivierten Berichten über Laborversuche studiert (Abschnitt 3.3, "Konstruktion und Baumaterial").
- mehrere Beispielgebäude (siehe Abschnitt 3.2, "Beispielgebäude") genauer untersucht und berechnet, wobei die Erkenntnisse über die Baumaterialien genutzt wurden.

#### Feldstudie

In der Feldstudie wurden Gebäude gesucht, die nach 1950 erstellt wurden und im Erdbebenfalle vermutlich ein vergleichsweise ungünstiges Verhalten aufweisen. Es wurden über 50 Gebäude erfasst, die sich hauptsächlich in den Städten Sitten und Basel befinden. Die Erdbeben-Verletzbarkeit beurteilte der Verfasser grob aufgrund einer Besichtigung oder der Ausführungspläne. Einige wenige Gebäude, deren Erdbeben-Verhalten vor allem durch Torsions-Schwingungen beeinträchtigt wird, wurden nicht berücksichtigt.

Die Gebäude, die aufgrund dieser Sichtung als interessant erschienen, wurden die Ausführungspläne beschafft. Diese sind im allgemeinen bei den Ingenieurbüros

vorhanden, die für die Berechnung des Gebäudes verantwortlich waren. In Basel-Stadt findet man die Pläne im Staats-Archiv, das von allen Gebäuden die Pläne aufbewahrt. Dagegen sind die Ingenieur-Berechnungen nur in wenigen Fällen archiviert worden.

### Tragwerks-Typen

Wandbauten	Die Tragwerke der in der Feldstudie untersuchten Gebäude lassen sich in drei Typen zuordnen: die Wandbauten, die Skelettbauten (siehe [Bachmann 1994]) und Sonderbauten. Reine Rahmentragwerke wurden keine gefunden. Die Wandbauten sind Gebäude, deren Aussen- und Innenwände vertikal und horizontal tragen und eine Isolations-Funktion haben (siehe z.B. Figur 3.10). Diese Tragwerks-Konfiguration ist häufig bei Wohnbauten. Bei hoher statischer Beanspruchung werden die Wände in Stahlbeton erstellt und bei niedriger Beanspruchung oft in Mauerwerk [Bachmann 1994]. Dies ist z.B. beim Gebäude KJA der Fall, dessen Wände bis zum 2. Stock vorwiegend in Stahlbeton ausgeführt wurden und vom 3. bis zum 8. Stockwerk überwiegend in Mauerwerk erstellt wurden. Dank der grossen Anzahl Wände ist ihre statische Beanspruchung oft wesentlich niedriger als ihr Widerstand zulassen würde.
Skelettbauten	Die Skelettbauten sind häufiger bei Bürogebäuden anzutreffen (siehe Beispielgebäude VID, CED und PMS, Figuren 3.1 bis 3.5). Es wurden bei allen untersuchten Skelettbauten horizontal aussteifende Tragwände vorgefunden.
Sonderbauten	In recht grosser Zahl wurden Gebäude vorgefunden, deren Tragwerk teilweise einer Wandbaute entspricht und an anderen Stellen einem Skelettbau. Meistens weist das Erdgeschoss nur wenige oder keine Tragwände auf ("soft story"), während dem die oberen Stockwerke stärker ausgesteift sind. Oft handelt es sich bei diesen Gebäuden um Bauten, die auch eine repräsentative Funktion innehaben wie Hotels, Bürogebäude oder Schulen.
Steife Untergeschosse	Allen untersuchten Gebäuden ist gemeinsam, dass sie mindestens ein Untergeschoss mit Stahlbeton-Wänden aufweisen. Meistens gibt es eine Bodenplatte, die gleichzeitig als Fundament dient. Beim Gebäude KJA sind die Wände des Untergeschosses auf Streifenfundamente gebettet. Dank den Wänden und den Decken bilden die Untergeschosse einen steifen Kasten.
Ortsbetondecken	Die Decken aller untersuchten Gebäude waren in Ortsbeton erstellt. Diese Decken verteilen die horizontalen Einwirkungen in wirksamer Weise auf die vertikalen Tragwerks-Elemente. Decken von Gebäuden der 50er und der 60er Jahre mit grossen Grundflächen sind jedoch im allgemeinen durch Fugen aufgeteilt (Gebäude CED, KJA).

### Gebäude-Zustand

Der Zustand der Tragwerke der Beispielgebäude wurde bei der Begehung während der Feldstudie begutachtet. Es war jedoch nur in wenigen Fällen möglich, den Tragwerks-Zustand genau zu untersuchen. Immerhin wurden bei den Begehungen keine Schäden an den Tragwerken festgestellt. Es konnten bei den Beispielgebäuden auch

keine Änderungen am Tragwerk festgestellt werden, mit Ausnahme von einem Gebäude. Am Beispielgebäude CED waren wegen geringer Überdeckung der Bewehrung an bewitterten Tragwerks-Elementen bedeutende Schäden aufgetreten. Diese wurden wenige Jahre vor der Besichtigung für diese Arbeit in einer umfassenden und kostspieligen Sanierung rund 40 Jahre nach dem Bau repariert worden.

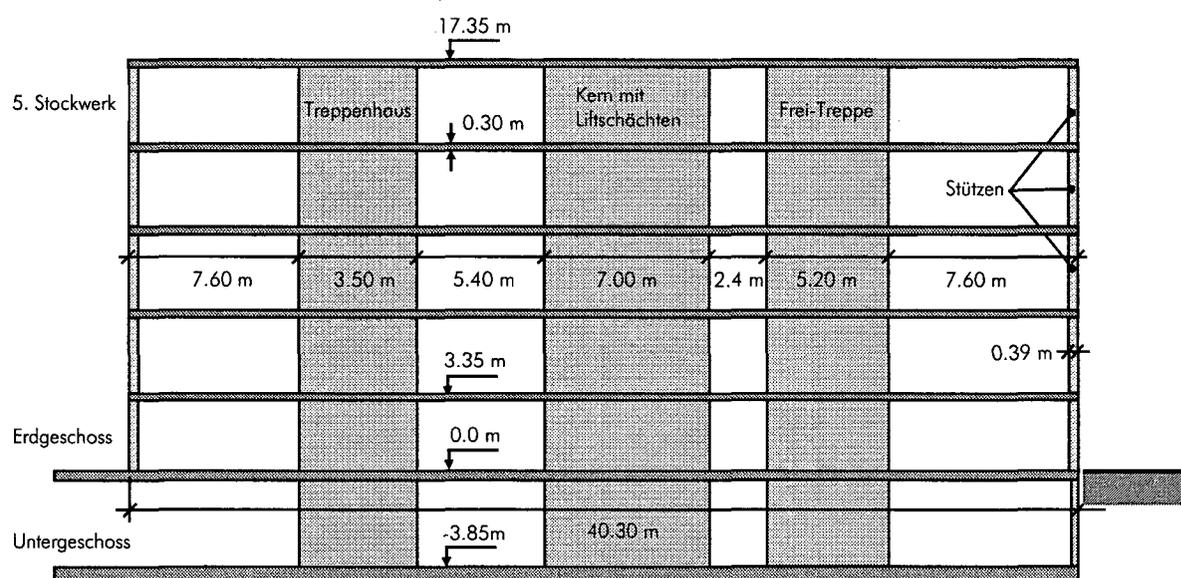
## 3.2 Beispielgebäude

Im folgenden werden vier Beispielgebäude beschrieben, die für Erdbeben-Einwirkungen berechnet wurden. Nach einer groben Einschätzung des Verfassers gehören diese Gebäude vermutlich zu den erdbeben-verletzbarsten Gebäude, die in der Feldstudie erfasst wurden. Eine Ausnahme bildet das Beispielgebäude VID, das nicht wegen einer vermuteten hohen Verletzbarkeit ausgewählt wurde, sondern wegen seinem Tragwerk, das sich leicht auf eine kragarm-förmige Tragwand reduzieren lässt.

### 3.2.1 Gebäude VID

Tragwerk

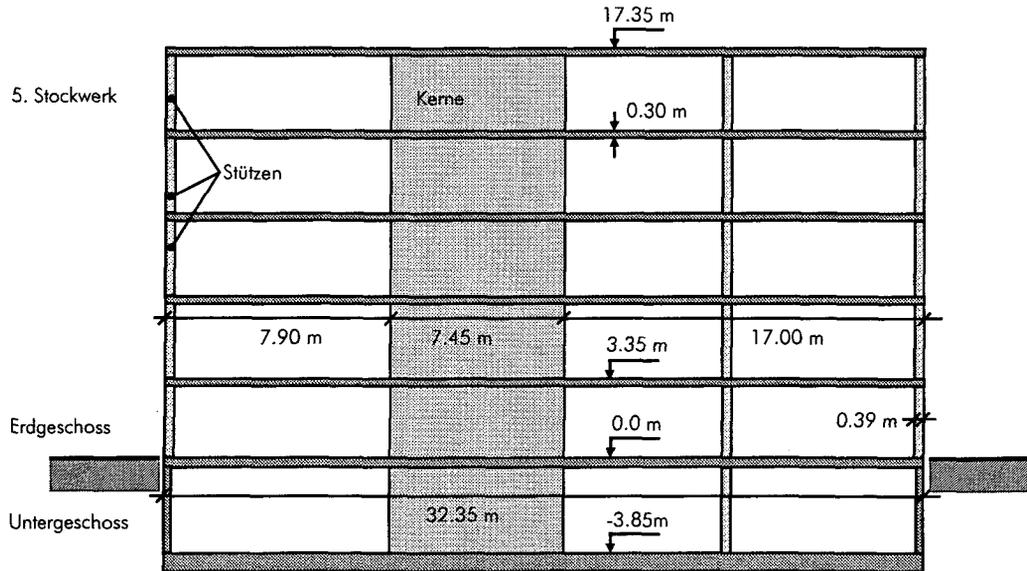
Das Gebäude VID ist ein fünfstöckiges Bürogebäude aus Stahlbeton. Das Gebäude weist einen Grundriss in Form eines Rechteckes auf, das auf einer Seite durch eine nach aussen ragenden Ecke durchbrochen wird. Das Rechteck ist 24.7 m breit und 40.3 m lang (Figur 3.1). Die Höhe der fünf oberirdischen Stockwerke beträgt zusammen 17.35 m. Der Skelettbau wird durch drei Kerne mit Tragwänden horizontal ausgesteift. Diese nehmen auch einen Teil der vertikalen Lasten auf, welche im übrigen von Schwerelast-Stützen abgetragen werden. Ein Untergeschoss bietet den Kernen eine steife Einspannung.



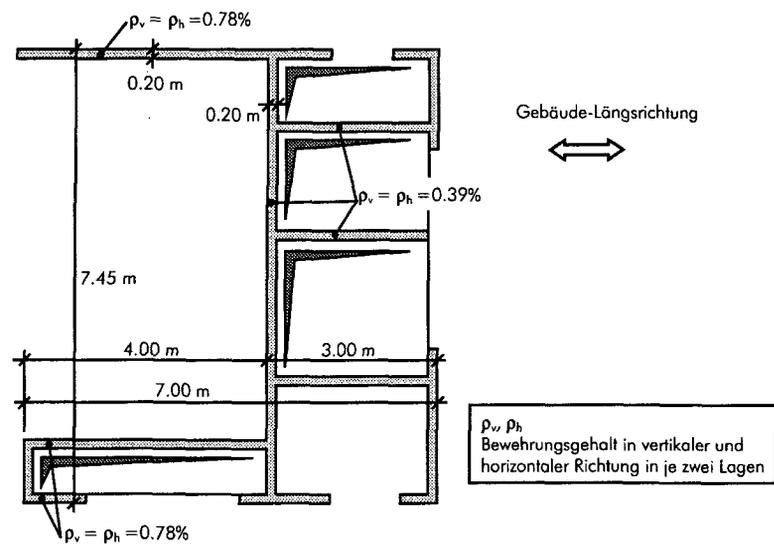
Figur 3.1: Schematischer Längsschnitt durch das Bürogebäude VID.

## Ausführung

Das Bürogebäude VID wurde Ende der 80er Jahre erstellt. Das Tragwerk, mit Ausnahme der vorfabrizierten Stützen, wurde in Ortsbeton ausgeführt. Die Erdbebenbemessung des Gebäudes beschränkte sich auf die Kontrolle der Schubspannungen in den Wänden und auf die Kontrolle der Stabilität.



Figur 3.2: Schematischer Querschnitt durch das Bürogebäude VID.



Figur 3.3: Wände aus Stahlbeton eines Kerns (Liftschacht) des Gebäudes VID.

## Bewehrung der Tragwände

Den grössten Beitrag an den Widerstand gegen horizontale Einwirkungen leistet der Kern mit den Liftschächten (Figuren 3.1 und 3.3). Er ist aus mehreren, 0.20 m dicken Wandscheiben zusammengesetzt, woraus sich ein recht komplizierter Querschnitt ergibt (Figur 3.3). Zur Bewehrung der Wandscheiben wurden in beiden Richtungen

und an beiden Seiten Eisen der Durchmesser 10 mm im Abstand von 0.20 m (geometrischer Bewehrungsgehalt  $\rho=0.39\%$ ) bzw. 0.10 m ( $\rho=0.78\%$ ) angeordnet. Dies heisst, dass die vertikale Mindestbewehrung für Druckglieder von 0.38% nach Norm SIA 162, Ausgabe 1968 [SIA 162 1968] überall eingehalten wurde. (Die Mindestbewehrung hängt u.a. von der Knicklänge ab, die hier gleich 70% der freien Wandhöhe gewählt wurde). Nach der zur Zeit in Kraft befindlichen Norm SIA 162 [SIA 162 1993] können die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (Mindestbewehrung) vom Bauherrn bzw. Ingenieur festgelegt werden. Bei erhöhten Anforderungen ist eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten anzuordnen, die hier einen Bewehrungsgehalt von rund 0.55% ergeben.

Der für die Tragwände und die Decken verwendete Beton ist von der Qualität B.H. mit  $300 \text{ kg/m}^3$  Zement und weist somit eine Würfeldruckfestigkeit auf von mindestens  $300 \text{ kg/m}^2$  nach 28 Tagen Erhärtung.

Konstruktive Durchbildung

Die Ränder und Ecken der Tragwände wurden mit U-förmigen Bügeln bewehrt, die die Längsbewehrung umschliessen. Ihr Abstand ist der gleiche wie jener der horizontalen Bewehrung, hier also 0.20 m bzw. 0.10 m oder 20 mal bzw. 10 mal den Durchmesser der Längsbewehrung. Die Längsbewehrung ist im allgemeinen gleichmässig über den Querschnitt verteilt und die Stösse sind 0.70 m lang, d.h. gleich 70 Durchmesser.

### 3.2.2 Gebäude CED

Gebäude-Trakte

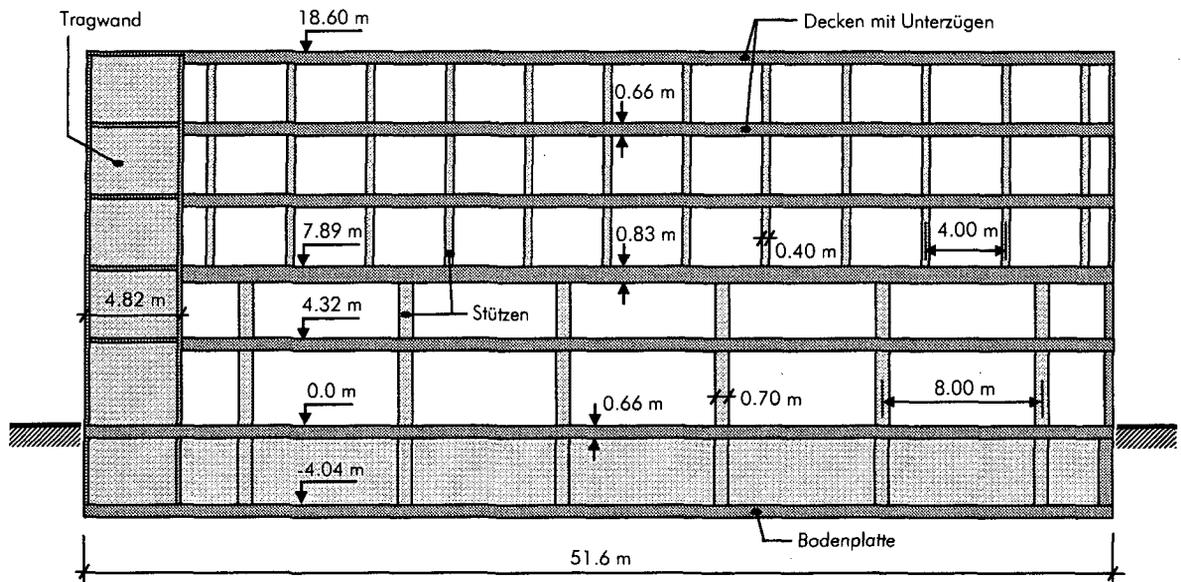
Das Gebäude CED ist ein Bürogebäude mit repräsentativer Funktion. Es wurde im Jahre 1954 von einem namhaften Architekten entworfen und wurde in den Jahren 1995 und 1996 renoviert. Die aufwendigen Instandsetzungsarbeiten betrafen die bewitterten Tragwerks-Elemente und den Innenausbau.

Das Gebäude besteht aus zwei Trakten und einem scharnierartig angeordneten Treppenhaus. In dieser Arbeit wird lediglich der fünfstöckige Haupttrakt und das Treppenhaus untersucht (Figuren 3.4 und 3.5). Das Tragwerk des Nebentraktes ist durch eine Fuge vom Haupttrakt getrennt. Der Haupttrakt misst in seiner Längsrichtung zusammen mit dem Treppenhaus 51.6 m und in Querrichtung 17.3 m. Das Dach liegt 18.6 m über dem Terrain.

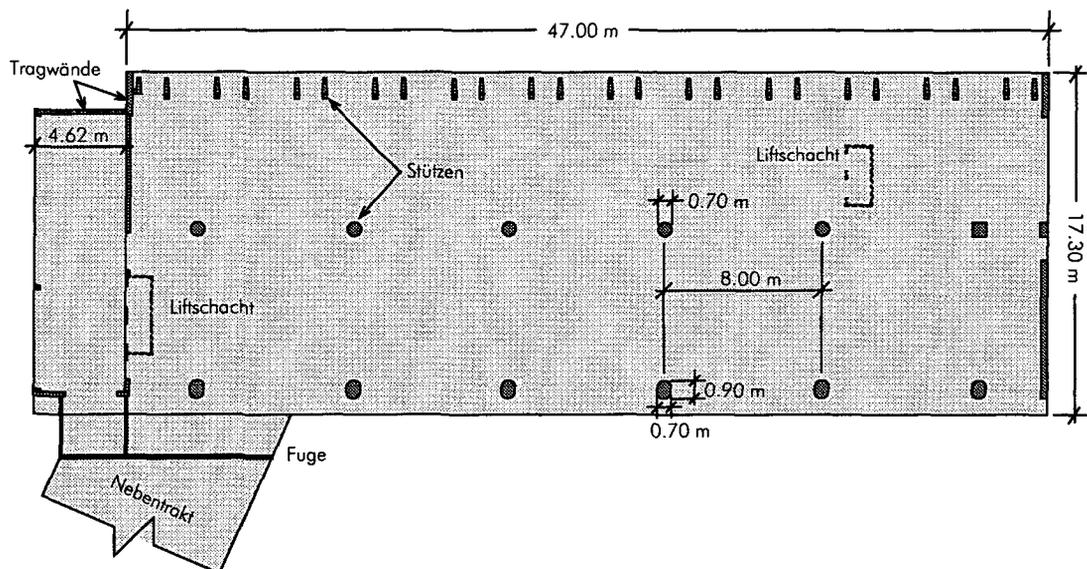
Tragwerk

Das Tragwerk besteht aus Stahlbeton. Der Haupttrakt wird in Längsrichtung durch eine grosse und mehrere kleinere Tragwände sowie durch die Rahmenwirkung von Stützen und Decken ausgesteift. In Querrichtung sind an beiden Stirnseiten des Haupttraktes massive Tragwände angeordnet. Weiter befinden sich im Haupttrakt zwei Liftschächte, die jedoch von den Decken abgefugt sind. Die Stützen und die Decken bilden in Längsrichtung drei Rahmen, nämlich je einen Rahmen an den Aussenseiten und einen in der Mitte. Die Decken sind in den Rahmenebenen so bewehrt, dass sich tragende Balken ergeben. Im Rahmen in der Gebäude-Mitte wurde der Balken über dem 1. Stockwerk mit Stahlprofilen verstärkt, um die Lasten aus den versetzt angeordneten Stützen der oberen Stockwerke aufnehmen zu können. Die Stützen im Erdgeschoss in

der Gebäudemitte und an der Südseite (in Figur 3.5 unten) sind von konischer Form mit einem Umfang, der unten kleiner ist als oben.



Figur 3.4: Längsschnitt durch das Gebäude CED mit dem mittleren Rahmen und der Tragwand.



Figur 3.5: Grundriss des Gebäudes CED (Haupttrakt) und Schnitt der vertikalen Tragwerks-Elemente des Erdgeschosses. Unten links ist der Flügel des Gebäudes angedeutet, der durch eine Fuge (doppelte Linie) vom Tragwerk des Haupttraktes getrennt ist. Ebenfalls nicht mit den Decken verbunden sind die Lifschächte (gestrichelte Linien).

Baumaterial	<p>Der Stahlbeton ist überwiegend mit kaltverformtem Caron-Stahl (siehe Abschnitt 3.3.5, "Baumaterialien") bewehrt. Nur die Bügel sind aus Rundstahl. Aus den zur Verfügung stehenden Planunterlagen geht leider nichts über die plangemässe Betonqualität hervor. Die Festigkeit des Betons wurde mit dem Schmitt-Hammer und an Betonkernen untersucht. Beide Messungen ergeben eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von etwas über 40 MPa. Auch von der Bewehrung wurden Proben entnommen. Die gemessenen Eigenschaften stimmen mit den Eigenschaften überein, die in den Untersuchungsberichten der 50er Jahre aufgezeichnet sind.</p>
Konstruktion	<p>Die Stützen, Balken und Decken weisen zu einem grossen Teil komplizierte Querschnitts-Formen auf. Die Bewehrung folgt diesen Formen, das heisst, dass die Stirnen und Ecken der Wände wie auch die Stützen verbügelt sind. Der Abstand der Bügel in den Stützen beträgt entweder 0.10 m oder 0.20 m. Die Bügel umschliessen die Längsbewehrung, die in den meisten Stützen von Stäbe mit Durchmessern von 14 mm und 16 mm gebildet wird. Die Stosslänge der Längseisen beträgt bei Querschnitten unter Normalkraft rund 30 Durchmesser. Die mächtigen Stützen im Erdgeschoss weisen eine Längsbewehrung mit dem Durchmesser von 28 mm und 30 mm auf. Die Bügel aus naturhartem Stahl der Durchmesser 8 mm sind in einem Abstand von 0.125 m angeordnet. Jeder Bügel umfasst alle Längseisen dieser Stützen.</p> <p>Die Bewehrung der grossen Tragwand weist eine wesentlich stärkere horizontale als vertikale Bewehrung auf (horizontal beidseits Stäbe der Durchmesser 12 mm im Abstand von 0.10 m, vertikal Stäbe der Durchmesser 8 mm im Abstand von 0.20 m). Die Länge der Stösse beträgt 30 Durchmesser. Die übrigen Wände sind nur gering bewehrt (geometrischer Bewehrungs-Gehalt von rund 0.2%, Rundstahl).</p> <p>Die in die Decken integrierten Balken sind mit Längseisen aus Caron-Stahl bewehrt, deren Durchmesser bis zu 30 mm messen. Bei den Auflagern der Balken sind diese Längseisen schräg aufgebogen und dienen als Schubbewehrung.</p>

### 3.2.3 Gebäude PMS

Das Gebäude PMS wurde als Sitz eines grösseren Architekturbüros im Jahre 1963 erstellt. Es weist fünf Obergeschosse und ein Untergeschoss auf. Das Erdgeschoss ist frei zugänglich und dient als Parkfläche. Die Grundfläche des Gebäudes ist rechteckig und misst 15.5 m auf 23.4 m. Das Gebäude ist rund 16 m hoch.

Tragwerk	<p>Die Decken sind an ihrem Längsrand mit hohen und schmalen Balken verstärkt (Figur 3.6). Diese Balken und somit die Decken werden von je zwei Stützen getragen (Figur 3.7). Die Balken und Stützen sind von aussen sichtbar. Ein Kern nahe der Mitte des Grundrisses dient der Erschliessung des Gebäudes und enthält eine Gruppe von Tragwänden. Diese Tragwände tragen einen Teil der Schwerelasten und steifen das Gebäude horizontal aus.</p>
----------	---

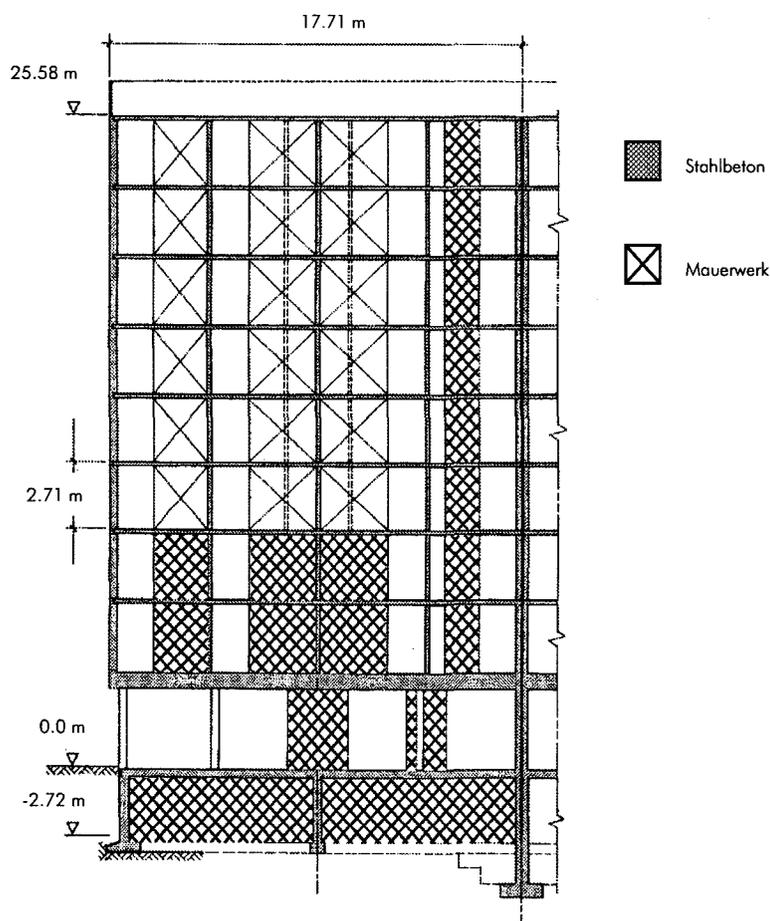


Die Bewehrung der Stützen beträgt rund 0.6% in Längsrichtung. Die Bügel sind in einem Abstand von 0.20 m angeordnet und weisen einen Durchmesser von 10 mm auf. Die Tragwände des Kerns sind im Erdgeschoss stärker bewehrt als in den oberen Stockwerken. Die Bewehrung in horizontaler Richtung beträgt 0.39% (Stäbe des Durchmessers 10 mm mit 0.20 m Abstand) und in vertikaler Richtung sind es rund 0.56% bis 0.77% (Stäbe des Durchmessers 12 mm oder 14 mm).

Beton

Der Beton ist ein "Beton I, PC 350", also vermutlich ein normaler Beton mit 350 kg Zement pro Kubikmeter Beton.

### 3.2.4 Gebäude KJA



Figur 3.8: Längsschnitt durch einen Block des Gebäudes KJA (Schnitt A-A). Die tragenden Wände vom Untergeschoss bis zum 2. Stockwerk sind in Stahlbeton ausgeführt (Ausnahme: die Wand an der Gebäude-Stirnseite wurde in Mauerwerk erstellt). Vom 3. bis zum 8. Stockwerk bestehen die tragenden Wände aus Mauerwerk, die an wenigen Stellen mit Stahlbeton ergänzt wurden.

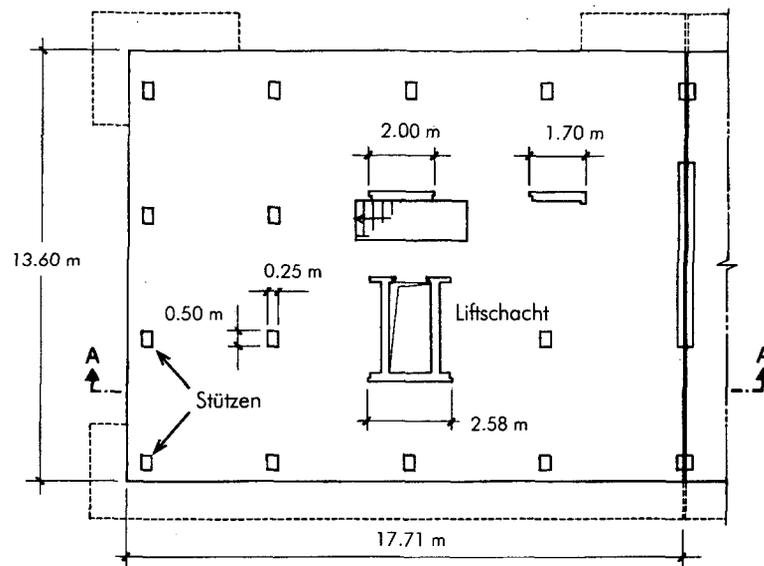
Das Gebäude KJA ist ein Wohngebäude mit 9 Stockwerken, das im Jahre 1959 erstellt wurde. Es ist 53.2 m lang, 13.6 m breit und 25.6 m hoch. Dieser Kubus wird

durch zwei Fugen in drei Blöcke geteilt. Die beiden äusseren Blöcke sind 17.71 m lang (siehe Längsschnitt in Figur 3.8). Ebenso wie beim Gebäude PMS ist das Erdgeschoss offen und dient der Erschliessung und Repräsentation.

#### Tragwerk

Das Gebäude KJA ist, ausgenommen im Erdgeschoss, eine typische Wandbaute. In den Obergeschossen dienen die raumtrennenden Wände gleichzeitig der Abtragung vertikaler und horizontaler Einwirkungen. Im 1. und im 2. Obergeschoss sind die Wände grösstenteils in Stahlbeton ausgeführt. Vom 3. bis zum 8. Obergeschoss tragen Wände aus Einstein-Mauerwerk den Hauptteil der Lasten (Figur 3.8). Einige Mauerwerkswände wurden an ihren Rändern mit Stahlbeton-Stützen ergänzt und an einer Stelle sind bis zuoberst Stahlbetonwände angeordnet. Die Querwände an der Stirnseite des Wohngebäudes sind über die ganze Höhe in Mauerwerk ausgeführt worden. Es handelt sich um Wände ohne Öffnungen, denn die Belichtung der Wohnungen erfolgt über grosszügige Öffnungen auf den beiden Längsseiten des Gebäudes (Figur 3.10).

Im Erdgeschoss sind nur wenige tragende Wände vorhanden und die Schwerelasten werden zum grössten Teil über Stützen abgetragen (Figur 3.9). Die Schwerelasten aus den Wänden der Obergeschosse werden über dem Erdgeschoss mit einer massiven Decke von 0.60 m Dicke abgefangen.



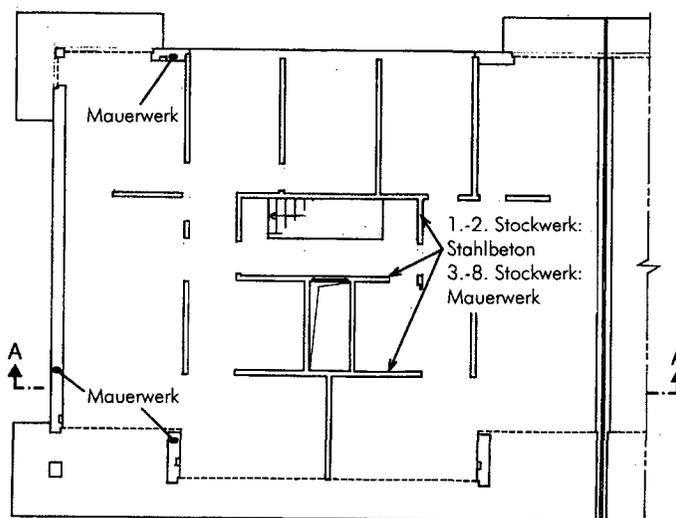
Figur 3.9: Grundriss des offenen Erdgeschosses eines Blocks des Gebäudes KJA.

#### Baumaterial

Der Stahlbeton wurde mit Caron-Stahl (oder möglicherweise Torstahl) bewehrt. Eine Ausnahme bilden die Bügel der Stützen im Erdgeschoss, die aus Rundstahl hergestellt wurden. Die Wände im Erdgeschoss weisen einen horizontalen Bewehrungsgehalt von 0.16% (Bewehrungsstäbe von 8 mm im Abstand von 250 mm) und einen vertikalen Bewehrungsgehalt von 0.40% bis 0.63% auf. In den Obergeschossen variieren die Bewehrungsgehalte in den Stahlbetonwänden im allgemeinen zwischen 0.4% in hori-

zontaler und 0.6% in vertikaler Richtung. Wenige Obergeschoss-Wände sind jedoch geringer bewehrt, nämlich mit 0.2% bis 0.4%.

Die plangemässe Betonqualität wird in den Wänden des Erdgeschosses mit "Beton I, PC 250" bezeichnet. Die gleiche Betonqualität kam bei den Kellerwänden und der Decke über dem Erdgeschoss zum Einsatz. In den oberen Geschossen wurde "Beton I, PC 300" verwendet. Über das Mauerwerk konnten keine Informationen beschafft werden.



Figur 3.10: Typischer Grundriss eines Obergeschosses eines Blocks des Gebäudes KJA.

### 3.3 Konstruktion und Baumaterial

Detailliertere Angaben zur Konstruktion und zum Baumaterial von bestehenden Stahlbeton-Gebäuden finden sich im Anhang D, "Stahlbetonbau in den 50er und 60er Jahren".

#### 3.3.1 Ältere Normen

##### Normen-Generationen

In der Schweiz wurden und werden die Normen für den statisch-konstruktiven Bereich des Bauwesens vom Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA) herausgegeben. Es darf angenommen werden, dass in der Praxis die Normen des SIA weitgehend befolgt wurden und daher die Normen einen wichtigen Anhaltspunkt für die Bemessung und Konstruktion der Bauten liefern. Es ist jedoch möglich, dass auch andere Normen, z.B. aus Deutschland oder Frankreich, verwendet wurden. Seit 1950 waren vier verschiedene Normen-Generationen des SIA in Kraft (Tabelle 3.1).

Ausgabe der Norm	Stahlbeton-Bauten	Einwirkungen
1935 (Teilrevision 1942)	"Berechnung von Stahl-, Beton- und Eisenbetonbauten", Norm SIA 112	
1956	"Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten", Norm SIA 162	"Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten", Norm SIA 160
1968 / 1970	"Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton-, Stahlbeton und Spannbeton", Norm SIA 162, Ausgabe 1968	"Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten", Norm SIA 160, Ausgabe 1970
1976	"Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken", Richtlinie SIA 162/34 "Bruchsicherheitsnachweis für Druckglieder", Richtlinie SIA 162/35	
1989	"Betonbauten", Norm SIA 162	"Einwirkungen auf Tragwerke", Norm SIA 160

Tabelle 3.1: Normen des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins für Beton-Tragwerke und Einwirkungen auf Tragwerke seit 1950.

### 3.3.2 Bemessungskonzepte

Die Bemessung von Stahlbeton-Hochbauten nach den Normen SIA erfolgte bis zum Jahre 1976 mit Spannungs-Nachweisen. Die zulässigen Spannungen wurden jedoch für die Ausgabe von 1956 der Norm SIA 162 so ermittelt, dass die Bruchsicherheit bestimmte minimale Werte betrug (Tabelle 3.2). Diese minimalen Bruchsicherheiten betragen etwa gleich viel wie die Bruchsicherheiten, die mit den Teilsicherheitsfaktoren der Norm SIA 160 und 162 von 1989 erzielt werden.

Bruchsicherheit		
Biegung, statischer Bruch	Rundeisen (Stahl Gruppe I)	1.6
	Stahl Gruppe IIa (kaltverformter Stahl)	1.8
Druck und Knicken		3.0

Tabelle 3.2: Bruchsicherheit für verschiedene Versagensmodi, die den zulässigen Spannungen für die Sicherheitsnachweise der Ausgabe von 1956 der Norm SIA 162 zugrunde gelegt wurden [SIA 1994b].

Mit der Ausgabe von 1989 der Normen SIA wurde der Nachweis für Tragsicherheit (beruhend auf dem Bruchsicherheitskonzept) mit dem expliziten Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ergänzt. Damit wurden die Spannungsnachweise, die im Jahre 1976 "abgeschafft" wurden, teilweise wieder eingeführt.

### 3.3.3 Horizontale Einwirkungen

	Wind	Erdbeben
Norm SIA 112, 1935 - 1956	Winddruck auf Beispielgebäude : $p_w = 60 \text{ kg/m}^2$	nicht berücksichtigt
Norm SIA 160, 1956 - 1970	Staudruck auf Gebäude weniger hoch als 20 m, Beispielgebäude : $p_w = 107 \text{ kg/m}^2$	nicht berücksichtigt
Norm SIA 160, 1970 - 1989	Staudruck auf Gebäude weniger hoch als 20 m, Beispielgebäude : $p_w = 107 \text{ kg/m}^2$	Bemessungsbeben der Intensität VII. Bemessungseinwirkung horizontal 0.02g. Zuständige Behörde kann die Intensität VIII vorschreiben (0.05g). Erhöhung der Einwirkungen um 40% bei Gebäuden mit grösseren Menschenansammlungen
Norm SIA 160, 1989 - ?	totaler Winddruck abhängig von verschiedenen Einflussfaktoren, Zonen mit Kennwerten des Staudrucks; Beispielgebäude : $p_w = 0.82 \text{ kN/m}^2$	3 Erdbebenzonen mit Antwortspektren und 3 Bauwerksklassen (BWK). Horizontale Einwirkungen für BWK I, Stahlbeton-Tragwände: Zone 1: $0.126g \cdot 0.65/2 = 0.041g$ Zone 3a: $0.280g \cdot 0.65/2 = 0.091g$ BWK III: Einwirkungen +54%, Gebrauchstauglichkeitsnachweis
Swisscodes, 2002 ? -	-	Erhöhung der Beschleunigungsamplifikation im Antwortspektrum um 18% gegenüber SIA 160 (1989)

Tabelle 3.3: Vorschriften für wichtige horizontale Einwirkungen in den Normen SIA.

Die wichtigsten horizontalen Einwirkungen, die die Normen SIA für den oberirdischen Teil der Hochbauten vorschreiben, sind die Wind-Einwirkungen und seit 1970 die Erdbeben-Einwirkungen. Diese Vorschriften sind in Tabelle 3.3 zusammengefasst. Daneben werden Anprallkräfte, Bremskräfte (Verkehr) und Zwängungskräfte erwähnt.

Ein Vergleich an mehreren Gebäuden zeigt, dass seit 1950 die massgebenden horizontalen Einwirkungen stark angewachsen sind (Tabelle 3.4). Obwohl die zulässigen Spannungen im Tragwerk für Wind-Einwirkungen wesentlich geringer sind (bzw. die Lastfaktoren grösser sind) als für aussergewöhnliche Einwirkungen, muss ein Tragwerk am Standort Basel nach der neusten Norm einen Widerstand aufweisen, der rund 3 bis 5 mal so gross ist wie vor 1970.

Gebäude	massgebende horizontale Einwirkung nach den Normen SIA in Gebäude-Längsrichtung (ohne Lastfaktoren) [kN]		
	1956 – 1970	1970 – 1989	1989 -
VID	600	2451	3345
PMS	306	951	1298
CED	340	1865	2546
KJA (Block 1)	378	1187	1620

Tabelle 3.4: Horizontale Einwirkungen nach den Normen SIA verschiedener Normengenerationen in Gebäude-Längsrichtung für den Standort Basel.

### 3.3.4 Konstruktion

#### Entwicklung

Die Konstruktion des Stahlbetons hat sich seit 1950 nicht grundlegend, sondern vielmehr durch die Entwicklung der Preise und des Materials sowie in Einzelheiten der Ausführung verändert. Der Spannbeton hingegen wurde erst nach dem zweiten Weltkrieg in grösserer Menge ausgeführt und diese Bautechnik entwickelte sich in den 50er und 60er Jahren stark. Der Spannbeton wird in dieser Arbeit jedoch nicht behandelt, weil er im Kontext der Stahlbeton-Tragwände nicht relevant ist.

#### Vorfabrikation

Vorfabrizierte Stahlbeton-Elemente wurden und werden in der Schweiz für Wohn- und Bürogebäude nur selten verwendet.

#### Preis-Verhältnisse

Die Materialkosten und die Transport-Kosten sind seit 1950 im Vergleich zu den Arbeitskosten kleiner geworden. Diese beiden Tatsachen haben zur Folge, dass bei der Konstruktion vermehrt Wert auf rationelle Ausführung gelegt und im Gegenzug weniger mit dem Material gespart wird [Laengle 1970].

#### Konstruktions-Regeln

Die Konstruktions-Regeln werden mit jeder Neu-Ausgabe der Norm SIA 162 im allgemeinen detaillierter, unterscheiden sich jedoch nicht grundlegend von den vorhergehenden. Die meisten Vorschriften finden sich in anderer Form bereits in den vorhergehenden Normen. Hingegen wurde die Vorschrift einer Mindest-Stärke von Ortsbeton-Tragwänden von 0.150 m erst in der Ausgabe von 1989 eingeführt. Druckglieder (bzw. Stützen) mussten seit 1935 eine minimale Vertikalbewehrung von mindestens  $\lambda_k/50 - 0.4$  [%] bzw. 0.6% des Betonquerschnittes aufweisen, der für die Aufnahme der Normalspannungen notwendig ist ( $\lambda_k$ : Schlankheit der Druckglieder). Die Bewehrung in horizontaler Richtung ist lediglich zur Kontrolle der Rissweiten anzuordnen.

Die Tragwände von vielen untersuchten Gebäuden weisen nur eine geringe Bewehrung auf. Sie beträgt in horizontaler Richtung oft nur rund 0.2% und in vertikaler Richtung 0.4% bis 0.6%.

Die Bewehrungsstösse werden nach den neueren Normen mit im allgemeinen grösseren Überdeckungslängen ausgeführt. Dies ist eine Folge der höheren Streckgrenze des Bewehrungsstahls. Die Bewehrungs-Überdeckung hat ebenfalls zugenommen. Während der 50er und 60er Jahre betrug die norm-konforme Überdeckung von unbewittertem Stahlbeton 10 mm und jene von bewittertem Stahlbeton 20 mm. Heute, wie bereits vor dem zweiten Weltkrieg, sind 20 mm bzw. 30 mm Überdeckung vorgeschrieben.

### 3.3.5 Baumaterialien

#### Beton

In der Tabelle 3.5 sind die Eigenschaften der wichtigsten, für die Herstellung von Stahlbeton zugelassenen Betonsorten aufgeführt. In der studierten Zeitspanne musste der Beton mit mindestens 300 kg Zement auf den Kubikmeter fertigen Beton hergestellt werden (von Ausnahmen abgesehen). Die Festigkeit des "Normalen Betons" und des "Hochwertigen Betons" hat sich gemäss den Normen von 1935 bis 1989 nicht verändert. Es ist jedoch davon auszugehen, dass der Gebrauch von normalem Beton in dieser Periode immer mehr zurückging und schliesslich vor allem hochwertiger Beton eingesetzt wurde. Dieser entspricht etwa dem Beton B35/25 der Norm 162, Ausgabe 1989.

Norm SIA 112, 1935 – 1956 (EMPA-Richtlinien [EMPA 1950])		Normaler Beton (I)	Hochwertiger Beton (II)
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [kg/cm <sup>2</sup> ], 300 kg Zement/m <sup>3</sup> Beton	Mittelwert 220 (Mindestwert 165)	300 (240)
	350 kg Zement/m <sup>3</sup> Beton	280 (210)	380 (304)
Norm SIA 162, 1956 – 1968		Normaler Beton B.N.	Hochwertiger Beton B.H.
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [kg/cm <sup>2</sup> ], 300 kg Zement/m <sup>3</sup> Beton	Mittelwert 220 (Mindestwert 165)	300 (240)
	350 kg Zement/m <sup>3</sup> Beton	280 (210)	380 (304)
Norm SIA 162, 1968 – 1989		Normaler Beton BN	Hochwertiger Beton BH
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [kg/cm <sup>2</sup> ], 300 kg Zement/m <sup>3</sup> Beton	Nennwert 200 (16%-Fraktile) (Mindestwert 150)	-
	350 kg Zement/m <sup>3</sup> Beton	-	300 (240)
Norm SIA 162, ab 1989		B 35/25	B 45/35
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [N/mm <sup>2</sup> ], 300 kg Zement/m <sup>3</sup> Beton	Mittelwert 35 (Mindestwert, 2%-Fraktile, 25)	45 (35)

Tabelle 3.5: Wichtigste Betonsorten für die Herstellung von Stahlbeton.

## Bewehrungsstahl

Entwicklung der  
Bewehrungsstähle

Noch vor dem zweiten Weltkrieg wurde in der Schweiz kaltverformter und damit hochwertiger Bewehrungsstahl entwickelt und hergestellt. In umfangreichen Forschungsarbeiten wurde das Verhalten von Stahlbeton untersucht, der mit hochwertigem, kaltverformtem Bewehrungsstahl hergestellt wurde, [EMPA 1950]. Die Bewehrungsstähle wurden auch in den 50er und 60er Jahren weiterentwickelt. Weil die Normung nicht immer Schritt hielt mit diesen Entwicklungen, gaben die Bewehrungsstahl-Hersteller eigene Bemessungsgrundlagen (zulässige Spannungen) heraus für ihre Produkte (z.B. [Von Moos'sche Eisenwerke 1966]). Die Normen des SIA folgten dann den Entwicklungen im Bereich des Bewehrungsstahls (siehe Tabelle 3.6 und vergleiche mit den Norm-Vorschriften in Tabellen E.9 und E.10).

Kaltverformte hochwertige  
Bewehrungsstähle

Die hochwertigen Bewehrungsstähle wurden entweder durch Legierung hergestellt ("naturharte Bewehrungsstähle") oder die höhere Fließgrenze wurde durch eine Verformung des Stahls im kalten Zustand erzielt ("kaltverformte Bewehrungsstähle"). Die Kaltverformung besteht in einem Verdrehen (Tordieren → Tor-Stahl) des Stahlstabs, womit der Stahl am Rande des Stabquerschnittes ins Fließen gebracht wird. Bei den folgenden Belastungen bleibt dieser Teil des Querschnittes elastisch bis nahe der Zugfestigkeit des Ausgangsmaterials. Daraus ergibt sich, dass die Zugfestigkeit eines solchen Stahls niedriger ist als beim naturharten hochwertigen Stahl mit gleicher Fließgrenze.

Naturharte hochwertige  
Bewehrungsstähle

In den 50er und 60er Jahren war in der Schweiz der Box-Stahl bzw. der Box-Ultra der Firma Monteforno der wichtigste naturharte, hochwertige Bewehrungsstahl. Er weist bezeichnenderweise ein grösseres Verfestigungs-Verhältnis auf als kaltverformter Stahl und die Bruchdehnung bei Höchstzugkraft ist im allgemeinen ebenfalls grösser.

Rundstahl

Nach dem zweiten Weltkrieg war der Rundstahl (Stahl I, im Gegensatz zu den hochwertigen Bewehrungsstählen unprofiliert; niedrige Fließgrenze von rund 23 kg/mm<sup>2</sup>) nur für die konstruktive Bewehrung interessant: der Konsumentenpreis pro Tonne (ab Frachtbasis Basel) betrug 1949 Fr. 490.- währenddem die Tonne hochwertigen Bewehrungsstahls Fr. 550.- (Isteg-, Chromlegierter Stahl, Torstahl) bzw. 560.- (Caron-Stahl) kostete. Die Gewichts-Einsparung von rund 25%, die dank der höheren zulässigen Spannung für hochwertigen Stahl möglich war, machte den Preis-Unterschied pro Tonne mehr als wett. (Die zulässige Stahlspannung in einem Balken breiter als 0.18 m betrug nach Norm SIA 162, Ausgabe 1956, 2000 kg/cm<sup>2</sup> für hochwertigen Stahl II und 1600 kg/cm<sup>2</sup> für normalen Stahl I.) Gleichzeitig waren die Umsätze von Sonderstählen, also von Stählen mit noch höherer Fließgrenze wie Tor 60, insgesamt gering (weniger als 5% der Gesamt-Menge; Auskunft von Herrn Balzli, Firma Von Moos/Swiss Steel, vom 17.3.1999).

Hersteller

Die in der Schweiz während der fraglichen Periode verwendeten Bewehrungsstähle wurden grösstenteils auch im Inland hergestellt. Die wichtigsten Hersteller waren die Firma Von Moos, Von Roll und Monteforno. Die letztere stellte als einzige Firma einen naturharten hochwertigen Bewehrungsstahl her, den Box-Stahl und später den Box-Ultra. Die anderen beiden Firmen stellten kaltverformte hochwertige Bewehrungsstähle

her, nämlich den Tor-Stahl und den Caron-Stahl. Der Caron-Stahl weist einen rechteckigen Querschnitt auf, während dem die anderen Bewehrungsstähle einen kreisförmigen Querschnitt mit aufgesetzten Rippen haben.

Stahlsorte		ab dem Jahre	Mindestwerte nach Hersteller-Angaben		Bruchdehnung	
			Fließgrenze $\sigma_s$	Zugfestigkeit $\beta_z$	$\lambda_5$ (5 Durchmesser)	$\lambda_{10}$ (10 Durchmesser)
kaltverformte Stähle	Caron-Stahl	1948	36 kg/mm <sup>2</sup>	42 kg/mm <sup>2</sup>	14%	-
		1953	46 kg/mm <sup>2</sup>	50 kg/mm <sup>2</sup>	14%	-
		1965	46 kg/mm <sup>2</sup> (Mittel: 52)	50 kg/mm <sup>2</sup> (Mittel: 60)	14%	-
	Tor-Stahl 40	1964	(Mittelwert: 40 kg/mm <sup>2</sup> )	(Mittelwert: 50 kg/mm <sup>2</sup> )	16%	12%
	Tor-Stahl 42	1966	42 kg/mm <sup>2</sup>	47 kg/mm <sup>2</sup>	13%	-
	Tor-Stahl 50	1966	50 kg/mm <sup>2</sup>	56 kg/mm <sup>2</sup>	12%	-
naturharte, legierte Stähle	Box-Stahl	ca. 1960	40 kg/mm <sup>2</sup> ; Durchmesser größer 18 mm: 36 kg/mm <sup>2</sup>	52 kg/mm <sup>2</sup>	20%	-
	Box-Ultra	1960	50 kg/mm <sup>2</sup>	60 kg/mm <sup>2</sup>	20%	-

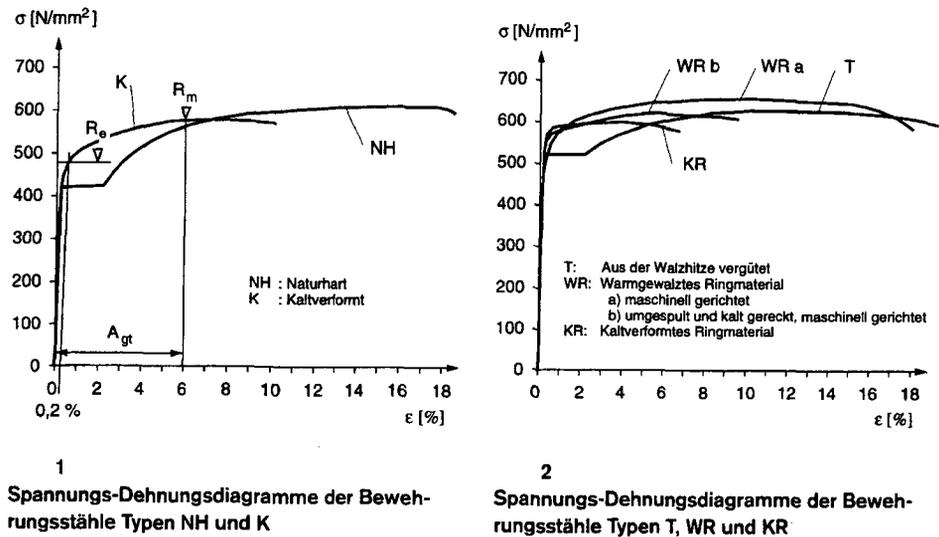
Tabelle 3.6: Mechanische Eigenschaften nach Hersteller-Angaben der wichtigsten Bewehrungsstähle in der Schweiz der 50er und 60er Jahre.

Duktilität der Bewehrungsstähle der 50er und 60er Jahre

Neue Produktionsmethoden, die vor allem seit Mitte der 80er Jahre eingesetzt wurden, ergaben andere Stahl-Eigenschaften. Dies führte zu teilweise ungenügenden Duktilitäts-Eigenschaften des Bewehrungsstahls (Figur 3.11) und des damit erstellten Stahlbetons. In einer diesbezüglichen Publikation wies [Bachmann et al. 1998b] auf die Bedeutung der Eigenschaften des Bewehrungsstahls für die Duktilität von Stahlbeton-Tragwerken hin. Gemäss dieser Publikation sind die Kriterien an duktilen Bewehrungsstahl (Vermeidung von Ein-Riss-Gelenken, Verformbarkeit u.a.) die folgenden:

- Verfestigungs  $R_m/R_e \geq 1.15$  ( $R_m$ : Zugfestigkeit,  $R_e$ : Fließgrenze; Figur 3.11)
- Dehnung bei Höchst-Zugkraft  $A_{gt} \geq 0.06$

Die gesichteten Untersuchungs-Berichte der EMPA lassen es als wahrscheinlich erscheinen, dass diese Kriterien von den in den 50er und 60er Jahren gebräuchlichen Bewehrungsstäben eingehalten werden.



Figur 3.11: Spannungs-Dehnungs-Diagramme von Bewehrungsstählen, die in den 50er und 60er Jahren markt-üblich waren (links) und solchen der 90er Jahre (rechts) (aus [Bachmann et al. 1998b]).

**Mauerwerk**

Das Baumaterial und seine Festigkeit haben sich ähnlich gewandelt wie der Beton oder der Bewehrungsstahl: die Festigkeit hat etwas zugenommen (Tabelle 3.7) und einige (weniger widerstandsfähige) Materialien sind aus der Praxis verschwunden. Das Normalformat eines künstlichen Bausteines beträgt seit 1943 25 cm mal 12 cm mal 6 cm.

	Norm SIA 113, Ausgabe 1943	Empfehlung SIA V177, Ausgabe 1995
Bausteine	Backstein, normal & hochwertig, Kalksandstein, normal & hochwertig;	MB (Mauerwerk aus gebrannten Steinen, wie Backstein)
Festigkeit von Mauerwerk bei vertikaler, zentrischer Beanspruchung	Portlandzementmörtel: normal 14 kg/cm <sup>2</sup> (≈ 1.4 MPa) hochwertig 22 kg/cm <sup>2</sup> (≈ 2.2 MPa) Hydraulischer Kalkmörtel: normal 6 kg/cm <sup>2</sup> (≈ 0.6 MPa) hochwertig 8 kg/cm <sup>2</sup> (≈ 0.8 MPa)	$f_x = 8$ MPa; ungefähre nutzbare Spannung: 2.6 MPa

Tabelle 3.7: Festigkeit von Mauerwerkswänden bei zentrischer Beanspruchung.

**3.3.6 Beurteilung der natürlichen Duktilität des Stahlbetons**

Die Untersuchungen der Baumaterialien haben ergeben, dass im Vergleich zu heute die Festigkeit der meistverwendeten Sorten des Betons und Bewehrungsstahls geringer war. Die Verformungs-Eigenschaften hingegen sind dagegen etwa vergleichbar. So

werden die Verfestigungs-Eigenschaften der in den 50er und 60er Jahren gängigen Bewehrungsstähle als ausreichend beurteilt, um zu vermeiden, dass trotz korrekter Bemessung und Konstruktion ein nicht-duktiler Verhalten entsteht. Von den Verformungs-Eigenschaften des Betons wird vermutet, dass es dem Verhalten des heutigen Betons ähnlich ist bzw. das inelastische Verhalten des Stahlbetons nicht nachteilig beeinflusst. Die konstruktive Ausgestaltung der untersuchten Tragwände unterscheidet sich nur wenig von der heutigen Praxis. So sind die Bewehrungsgehalte in Tragwänden bestehender Gebäude eher geringer als heute.

Insgesamt darf vermutet werden, dass die natürliche Duktilität der Stahlbeton-Tragwände der 50er und 60er Jahre ebenso gross ist, wie jene von Stahlbeton-Tragwänden, die nach der Norm SIA 160 & 162 [SIA 160 1989; SIA 162 1993] bemessen wurden. Weil für das Erdbeben-Verhalten vieler Gebäude der 50er und 60er Jahre die Tragwände massgebend sind, kann geschlossen werden, dass die Duktilität der Tragwand-Gebäude jener Zeit ebenso gross ist wie die Duktilität der Gebäude, welche heute nach den gültigen Normen erstellt werden (ohne besondere Massnahmen).



## 4 Nicht-lineare Berechnung von Beispielgebäuden

Ziel dieses Abschnittes ist es, die Eignung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens zur Analyse des Erdbeben-Verhaltens bestehender Tragwerke aufzuzeigen. Hierzu werden die Resultate des Kapazitätsspektrum-Verfahrens mit Resultaten nicht-linear dynamischer Analysen und linearer Berechnungs-Verfahren verglichen. Es werden die wichtigsten Probleme bei der Anwendung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens erörtert. An Beispielgebäuden werden die obgenannten Analyse-Verfahren miteinander verglichen. In diesem Abschnitt werden auch einige wichtige Aspekte der nicht-linearen Modellierung behandelt.

### 4.1 Kapazitätsspektrum-Verfahren für Tragwandgebäude

#### 4.1.1 Warum nicht-linear statische Analyse-Verfahren ?

Ziel der Erdbeben-Berechnung

Weil starke Erdbeben sehr seltene Ereignisse sind, werden Gebäude nicht darauf bemessen, im Ereignisfalle im linearen Zustand und somit unbeschädigt zu bleiben. Vielmehr will man aus wirtschaftlichen Gründen von der ganzen Erdbebenkapazität profitieren, d.h. vom ganzen Verformungs-Vermögen bei vollem Widerstand (Figuren 4.1, 4.8). Das Ziel vieler Erdbeben-Normen ist, den Einsturz eines Gebäudes beim Norm-Erdbeben zu verhindern (wobei grosse Schäden in Kauf genommen werden) und für geringere und häufigere Erdbeben-Einwirkungen die Schäden zu kontrollieren. Bei bestehenden Gebäuden (siehe Abschnitt 2.2.2) sind nachträglich angebrachte Erdbebenschutz-Massnahmen oft sehr teuer. Daher werden die Verhaltens-Ziele für ein bestehendes Gebäude oft in erhöhtem Masse auf die tatsächlich interessierenden Grössen fokussiert. Im Zentrum der Interessen stehen das Todesfall-Risiko der Menschen und – in zunehmendem Masse, vor allem in seismisch stark gefährdeten Gebieten – die materiellen Risiken durch Schäden am Gebäude bzw. deren Reparatur-Kosten sowie durch die Behinderung der Benützung (Betriebsunterbruch) [Holmes 2000] (vgl. Anhang A, "Was geschieht bei einem Erdbeben ?").

Für die Zwecke einer umfassenden Erdbeben-Überprüfung sollte die Berechnung eines bestehenden Gebäudes dessen Erdbebenkapazität sowie die Schäden am Gebäude und am Gebäude-Inhalt für verschiedene Einwirkungs-Niveaus vorhersagen können.

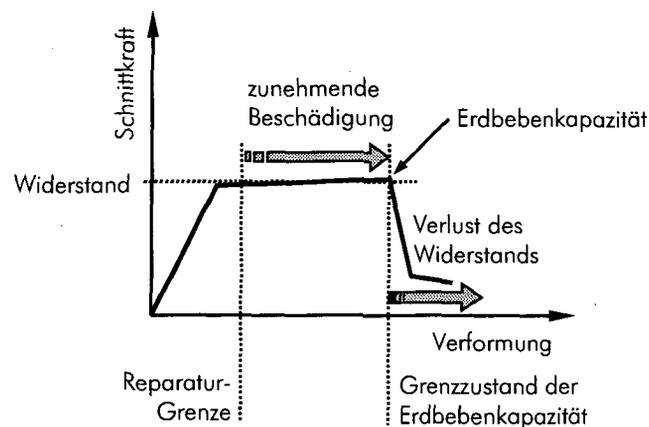
Erdbeben-Schäden

Bei Gebäude-Schäden wird im allgemeinen zwischen Schäden an nicht-tragenden Bauwerksteilen und Schäden am Tragwerk unterschieden. Viele nicht-tragende Bauwerksteile werden hauptsächlich durch aufgezwungene Verformungen geschädigt, welche sich meist durch die Verschiebungen zwischen zwei übereinanderliegenden Stockwerken ergeben. Schäden an Stahlbeton-Tragwerken entstehen durch duktile und nicht-duktilen Verformungen der Tragwerks-Elemente. Die Schädigung kann so weit

gehen, dass ein Widerstands-Verlust eintritt. Der Verlust des horizontalen Widerstandes eines Tragwerks bei Erdbeben führt im allgemeinen zu übermäßigen horizontalen Verschiebungen und dadurch zum Einsturz des Tragwerks. Bei einer Tragwand bleibt der Widerstands-Verlust gegen Schwerelasten durch Erdbeben-Beanspruchung meist gering. Ein Einsturz des Tragwerks durch eine mögliche Überbeanspruchung infolge vertikaler Bodenbewegungen wird in dieser Arbeit nicht untersucht.

Bei duktilem Verhalten nimmt die Schädigung mit der inelastischen Verformung und der dissipierten hysteretischen Energie zu (Anhang G). In erster Näherung können die Schäden und die Grenze zum Verlust des Widerstandes (Grenzzustand der Erdbebenkapazität) mit der inelastischen Verformung beschrieben werden. Weder der Schaden noch der Grenzzustand der Erdbebenkapazität kann mit der Schnittkraft im Element beschrieben werden (Figur 4.1). Bei vielen Tragwerks-Elementen ist es so, dass Reparaturen erst ab Verformungen notwendig sind, die deutlich über der Verformung liegen, bei der der volle Widerstand erreicht wurde (siehe z.B. [Priestley et al. 1998]). Tragwerks-Elemente wie Stützen, Balken oder schlanke Wände bilden bei Erdbeben meistens duktile Biegeelenke.

Tragwerks-Elemente aus Stahlbeton können auch ein nicht-duktiles Verhalten aufweisen. Bei solchen Elementen eignen sich die Schnittkräfte wie die Verformungen zur Beschreibung der Schädigung bzw. des Grenzzustandes der Erdbebenkapazität.



Figur 4.1: Schäden und Widerstands-Verlust von duktilen Stahlbeton-Elementen unter zyklischer Beanspruchung.

#### Erdbebenberechnungs-Verfahren

Für die Erdbeben-Berechnung gibt es verschiedene Verfahren, die man aufgrund der Material-Modellierung und der statisch oder dynamisch angreifenden Einwirkungen in vier Gruppen einteilen kann (Tabelle 4.1). Wegen der unterschiedlichen Modellierungs-Ansätze können die vier Verfahren nicht für identische Problemstellungen eingesetzt werden. Der Aufwand für ihre Durchführung ist stark verschieden. Er ist für ein linear-statisches Verfahren am geringsten und für ein nicht-linear dynamisches Berechnungs-Verfahren am grössten. Auch die Rechenprogramme werden teurer, je mehr Möglichkeiten zur Material-Modellierung und zur Berechnung von statischen

oder dynamischen Einwirkungen angeboten werden. Es ergibt sich, dass je nach Aufgabenstellung eines oder mehrere Verfahren für die Lösung in Frage kommen. Die Verfahren können komplementär eingesetzt werden.

Der Einsatz von nicht-linearen Modellen erscheint vor allem zweckmässig bei der Erdbeben-Berechnung von Tragwerken mit duktilen Elementen. Ein nicht-lineares Modell erlaubt es, die globale Duktilität aufgrund der Duktilität der Tragwerks-Elemente zu berechnen oder für eine gegebene Gebäude-Verschiebung die lokalen Verformungen der Tragwerks-Elemente zu berechnen und dadurch die Schäden zu schätzen. Für beide Zwecke sind die nicht-linearen Verfahren den linearen Verfahren im allgemeinen überlegen.

Berechnungs-Verfahren	Tragwerks-Modell	Einbezug des nicht-linearen Verhaltens	Bestimmung der Erdbeben-Einwirkungen	Berechnung der Schnittkräfte bzw. der Verformungen
Linear statische Verfahren	linear-elastisch	globale Schätzung	Schätzung der angreifenden Kräfte	Berechnung der Schnittkräfte an einem elastischen Tragwerksmodell
Linear dynamische Verfahren			Eigenformen bestimmen angreifende Kräfte	Berechnung der Schnittkräfte an einem elastischen Tragwerksmodell
Nicht-linear statische Verfahren	nicht-linear	im Modell eingeschlossen	Schätzung mit Einbezug der Eigenformen	nicht-lineares Tragwerk unter monoton anwachsenden äusseren Kräften mit schrittweiser Integration berechnet
Nicht-linear dynamische Verfahren	nicht-linear hysteretisch		Zeitschritt-Integration der angreifenden Kräfte und der Reaktionen im Tragwerk	

Tabelle 4.1: Erdbebenberechnungs-Verfahren.

#### Vergleich nicht-linearer Verfahren

Zur detaillierten Berechnung von bestehenden Stahlbeton-Gebäuden bieten sich nicht-lineare Berechnungs-Verfahren an, weil Stahlbeton-Tragwerke sehr oft ein duktilen Verhalten aufweisen. Eine Zusammenstellung einiger Aspekte der beiden nicht-linearen Verfahren (Tabelle 4.2) hilft, die Unterschiede der Verfahren zu beleuchten. Die nicht-linear statischen Verfahren erlauben es, das wahrscheinliche Erdbeben-Verhalten, insbesondere die Erdbebenkapazität des Tragwerks und den damit verknüpften inelastischen Mechanismus zu berechnen. Es ist jedoch zu beachten, dass die nicht-linear statischen Verfahren nur auf einen Teil der Tragwerke angewendet werden können. Denn sie basieren nicht auf einer einwandfreien analytischen Grundlage, sondern benützen Approximationen und Erfahrungswerte. Dies führt zu Kompromissen bei der Genauigkeit der Berechnungen im eigentlichen Anwendungsgebiet.

Nicht-linear dynamische Verfahren sind nicht mit analytischen Approximationen behaftet, sondern "nur" mit Imperfektionen des Modelles und der numerischen Lösung.

Die Resultate nicht-linear dynamischer Berechnungen hängen von "Zufälligkeiten" (<sup>1</sup>) ab, die sich z.B. bei der maximalen Gebäude-Verschiebung deutlich manifestieren und für die Erdbeben-Antwort von nicht-linearen Systemen typisch sind. Diese Zufälligkeiten haben zur Folge, dass bei der Berechnung eines Tragwerks mit zwei Zeitverläufen, die das gleiche Antwortspektrum ergeben, die Resultate unterschiedlich sind. Die Zufälligkeiten wirken sich desto stärker aus, je grösser die inelastische Energiedissipation ist. Um diese Zufälligkeiten (statistisch) erfassen zu können, sind mehrere nicht-linear dynamische Berechnungen eines Tragwerks erforderlich. Weiter zeigt die Erfahrung, dass bestimmte Resultate nicht-linear dynamischer Berechnungen empfindlich von der Wahl von gewissen Parametern abhängen können.

	Nicht-linear statische Verfahren	Nicht-linear dynamische Verfahren
Verfahrens-Grundlagen	Tragwerksdynamik, Approximationen, Erfahrungswerte	Tragwerksdynamik; Approximation höchstens bei der numerischen Umsetzung
Anwendbarkeit	begrenzt	allgemein anwendbar
Genauigkeit	approximativ hinsichtlich der analytischen Grundlagen und der Modellbildung	in analytischer Hinsicht präzise; Modellbildung schliesst Approximationen ein; Resultate teilweise empfindlich auf Parameter-Variationen
"statistischer Wert" des Resultates	"mittleres" Erdbeben-Verhalten oder "umhüllendes Verhalten", je nach Vorgehen und Antwortspektrum	Ergebnisse einer nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung enthalten "Zufälligkeiten": es sind mehrere Berechnungen durchzuführen, um statistische Verteilung zu bestimmen
Definition der Erdbeben-Einwirkung	Antwortspektrum	Erdbebenzeitverläufe
Modell	nicht-lineares Modell	nicht-lineares Modell mit hysteretischem Verhalten
Beschleunigungen am Tragwerk	-	Resultat der Berechnung
Verformung des Tragwerks	Resultat der Berechnung	Resultat der Berechnung
Aufwand für Berechnung und Auswertung	mehrere $10^1 - 10^2$ Berechnungsschritte	etwa $10^3$ bis $10^5$ Berechnungsschritte pro Zeitverlauf; Berechnungen für mehrere Zeitverläufe erforderlich

Tabelle 4.2: Vergleich der nicht-linearen Berechnungs-Verfahren.

<sup>1</sup> Ein Erdbebenzeitverlauf enthält oft einige wenige grosse Beschleunigungs-Spitzen, die meistens für die Antwort eines Tragwerks massgebend sind. Je nach der Phasen-Verschiebung zwischen dem Verschiebe-Zustand eines elastischen Tragwerks und einem Beschleunigungs-Puls kann die Tragwerks-Schwingung verstärkt oder abgemindert werden. Bei nicht-linearem Verhalten kann es vorkommen, dass ein Beschleunigungs-Puls mehr oder weniger "verpufft", weil sich das Tragwerk bereits zu Beginn des Pulses plastisch verhält. Eine solche "Zufälligkeit" kann in einem Antwortspektrum nicht wiedergegeben werden.

Argumente für nicht-linear  
statische Verfahren

Ein wichtiger Vorteil der nicht-linear statischen Verfahren für Erdbeben-Berechnungen ist, dass die Durchführung im allgemeinen einen deutlich geringeren Aufwand verursacht. Weil die "Zufälligkeiten", die den nicht-linear dynamischen Berechnungen eigen sind, nicht auftreten und weil die Einwirkung in Form eines Antwortspektrums definiert wird, entfallen die Wahl oder die Generierung von Beschleunigungs-Zeitverläufen und die Auswertung von mehreren Berechnungen. Mit einer nicht-linear statischen Berechnung können je nach Vorgehen eine "mittlere" Erdbeben-Antwort oder "auf der sicheren Seite" liegende Resultate erzeugt werden.

Weiter erstreckt sich der Anwendungsbereich der nicht-linear statischen Verfahren auf einen grossen Teil der Gebäude, die erdbeben-verletzbar sind: nämlich auf die Wohn- und Bürogebäude mit etwa 4 bis 10 Stockwerken.

Schliesslich sind die Kompromisse bei der Genauigkeit je nach Standpunkt nicht so gravierend. Die Vorhersage der globalen Duktilität mit einer nicht-linear statischen Berechnung ist im allgemeinen von besserer Qualität als die Schätzungen, die für lineare Berechnungs-Verfahren verwendet werden (siehe Berechnungen der Beispielgebäude). Dann dürften in vielen Fällen die Zielsetzungen erreicht werden, wenn man das Erdbeben-Verhalten grob voraussagen kann. Denn die Erdbeben-Einwirkungen sind wohl nur selten in Form eines bestimmten Zeitverlaufs gegeben. Im allgemeinen können die Erdbeben-Einwirkungen nur ungefähr angegeben werden.

Die Nachteile der nicht-linear dynamischen Verfahren lassen oft nicht-linear statische Verfahren in einem günstigeren Licht erscheinen. Beispielsweise können nicht-linear dynamische Berechnungen stark von der Wahl einzelner Parameter abhängen. Nach den Richtlinien FEMA-273 ist eine nicht-linear dynamische Berechnung von einem erfahrenen Ingenieur zu prüfen, was zeigt, dass es als ein für die Ingenieur-Praxis heikles Verfahren betrachtet wird.

#### 4.1.2 Nicht-linear statische Verfahren und Tragwände ?

Im folgenden sollen die relevanten Fragen bei der Anwendung von nicht-linear statischen Verfahren auf Tragwand-Gebäude identifiziert und untersucht werden.

##### **Fragen zur Anwendung nicht-linear statischer Verfahren auf Tragwand-Gebäude**

Grundlagen nicht-linear  
statischer Verfahren

Zufolge dem Stand der Technik (Abschnitt 2.3.1) ist bekannt, dass nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren dann angewendet werden können, wenn erstens die maximale Verformung eines Tragwerk-Elementes ein geeignetes Mass ist, dessen Schädigung (bis zum Versagen) zu beurteilen. Das trifft insbesondere bei duktilem Verhalten zu. Eine zweite Bedingung ist, dass die maximale Gebäude-Verschiebung (der ersten Eigenform) die lokale maximale Verformung der Tragwerks-Elemente dominiert.

Rahmentragwerke

Diese Bedingungen sind bei Rahmentragwerken aus Stahlbeton von rund 4 bis 10 Stockwerken gut eingehalten. Die Anwendung der nicht-linear statischen Verfahren auf

diese Tragwerke kann als zuverlässig und anerkannt beurteilt werden; solche Verfahren wurden in wichtige Richtlinien [ATC-40 1996; FEMA-273 1997a] aufgenommen. Bei Rahmentragwerken, also einer Stütze oder einem Balken, treten im allgemeinen duktile Biegeelenke auf bevor der Schubwiderstand erreicht oder überschritten ist (Ausnahme siehe z.B. [Islam et al. 1998]). Bei Erdbeben kann ein Rahmentragwerk daher grosse, nicht-lineare Verformungen aufnehmen. Weil höhere Eigenformen vergleichsweise kleine Verformungen zur Folge haben, sind sie im allgemeinen von sekundärer Bedeutung bei der Erdbeben-Berechnung von Rahmentragwerken mit bis zu rund einem Dutzend Stockwerken.

Tragwerke mit Tragwänden

In der Schweiz sind reine Rahmentragwerke aus Stahlbeton sehr selten; üblicherweise sind tragende Wände z.B. beim Treppenschacht oder beim Liftschacht angeordnet. Es stellt sich daher die Frage, ob nicht-linear statische Verfahren bei Tragwerken mit Tragwänden zuverlässige Resultate ergeben und ob ihre Anwendung sinnvoll ist. Es stehen dabei folgende Fragen im Vordergrund:

- dominiert eine Eigenform die Decken-Verschiebungen ?
- erleiden die Tragwerks-Elemente die (annähernd) grössten lokalen Verformungen dann, wenn die Decken-Verschiebungen (bzw. die Gebäude-Verschiebung) maximal sind ? Oder existieren Verschiebungs-Zustände, bei welchen lokale Krümmungen oder Schubverformungen maximal sind, ohne dass die Decken-Verschiebungen (annähernd) maximal sind ?
- obige Frage führt zur Frage, ob mit einem nicht-linear statischen Verfahren die gleichen inelastischen Mechanismen detektiert werden wie in einer nicht-linear dynamischen Analyse bzw. wie sie bei einem realen Erdbeben auftreten ? Kann somit die globale Duktilität mit nicht-linear statischen Verfahren zuverlässig berechnet werden ?
- wie sind die Kräfte in der "push over" Analyse auf die Stockwerke zu verteilen ?
- wie ist die maximale spektrale Verschiebung des nicht-linearen Einmassenschwingers zu bestimmen ? Beim Kapazitätsspektrum-Verfahren [ATC-40 1996] heisst die Frage: wie ist die äquivalente Dämpfung zu bestimmen ?
- wie gross sind die Fehler, die durch die Approximationen gemacht werden ?
- wo liegen die Grenzen des Anwendungsbereichs der nicht-linear statischen Verfahren auf Tragwandgebäude ?

### **Diskussion der aufgeworfenen Fragen auf theoretischer Basis**

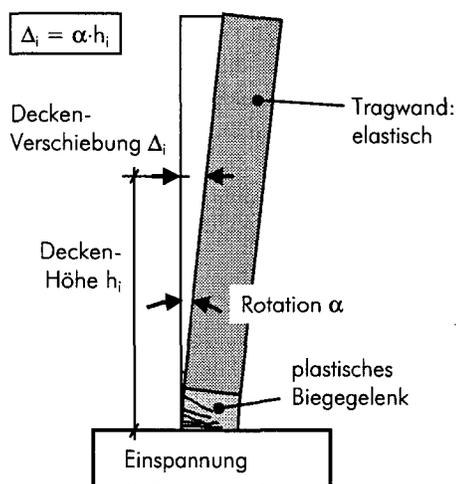
Vorgehen

Es ist das Ziel dieser Arbeit, das Kapazitätsspektrum-Verfahren an konkreten Beispielgebäuden zu testen. Ein wichtiger Teil des Tests ist der Vergleich der Resultate des Kapazitätsspektrum-Verfahrens mit jenen von nicht-linear dynamischen Berechnungen. Aber die Ergebnisse einer einzelnen, nicht-linear dynamischen Berechnung unterliegen "Zufälligkeiten": die statistische Auswertung einer grossen Anzahl von nicht-linear dynamischen Berechnungen wäre erforderlich, um eine Berechnung mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren systematisch und quantitativ zu beurteilen. Hier werden nur einige wenige, nicht-linear dynamische und statische Berechnungen durchgeführt. Dies schliesst eine systematisch-quantitative Beantwortung der Fragen aus. Im

folgenden werden die Fragen auf theoretischer Grundlage diskutiert mit dem Ziel, möglichst viele Antworten auf diesem Wege zu erhalten.

#### Decken-Verschiebungen

Die Decken-Verschiebungen von Tragwand-Gebäuden werden in vielen Fällen von Verschiebungen der ersten Eigenform dominiert. Einmal sind die linearen Verschiebungen der ersten Eigenform einer Tragwand bei gleicher Beschleunigungs-Anregung deutlich grösser als die linearen Verschiebungen höherer Eigenformen (siehe Figur 2.9).



Figur 4.2: Schematisiertes Erdbeben-Verhalten einer schlanken Tragwand.

Wenn sich am Wandfuss ein plastisches Biegegelenk ausbildet, so wird der Unterschied noch grösser. Man kann dann in guter Näherung davon ausgehen, dass die gesamte Verdrehung der Wand im Biegegelenk erfolgt und die Wand über dem Gelenk unverformt bleibt. Dann lassen sich die Decken-Verschiebungen unmittelbar aus der Verformung infolge der ersten Eigenform berechnen (Figur 4.2). In diesem Falle treten an der massgebenden Stelle (Wandfuss) die maximalen lokalen Krümmungen gleichzeitig mit den maximalen Decken-Verschiebungen auf.

#### Versagens-Mechanismen

Neben dem plastischen Biegegelenk kann eine Stahlbeton-Tragwand auch einen Schubmechanismus oder einen Schub-/Biegemechanismus ausbilden und so die Erdbebenkapazität überschreiten (Versagen). Wenn Schubkräfte eine Rolle spielen, so reicht die Berücksichtigung einer Eigenform nicht mehr aus. Höhere Eigenformen und die nicht-harmonischen Bodenbewegungen leisten einen bedeutenden Beitrag zu den Schubkräften in einer Tragwand. Maximale Schub-Beanspruchungen können weitgehend unabhängig von den maximalen Decken-Verschiebungen auftreten. Damit sind wichtige Voraussetzungen der nicht-linear statischen Verfahren nicht eingehalten und deren Anwendung ist in Frage gestellt.

Indessen gibt es Gründe, sich zu fragen, ob das Tragwand-Modell, das z.B. [Keintzel 1990] verwendete, ausreichend realistisch ist zur Beurteilung des Tragwand-Verhaltens (siehe auch Abschnitt 2.6.2, "Dynamisches Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden").

Die Tragwand-Modelle, die in den meisten Parameter-Studien zu Schubkräften infolge höheren Eigenformen verwendet wurde, sind meistens elasto-plastisch für Biegung und linear-elastisch für Schub-Beanspruchungen.

Nun ist das Schub-Verhalten zwar nicht-duktil, aber ebenfalls weit entfernt von einem linear-elastischen Verhalten, wie verschiedene Laborversuche an Tragwänden gezeigt haben (siehe Figur F.5, Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente"). Bei diesen Versuchen mit zyklischer Belastung betragen die Schubverformungen vor dem Erreichen der Erdbebenkapazität mehrere Millimeter bei einer Wandhöhe von einem bis zwei Meter. Eine lineare Berechnung, die hier als grobe Schätzung der nicht-linearen Verformungen dient, ergibt einen Beitrag der zweiten Eigenform an die Verformungen des Tragwandfusses, der im Bereich von einem Millimeter liegt (Tabelle 4.3). Es ist daher möglich, dass auch bei Schub eine (geringe) "Duktilität" erreicht werden kann, somit die Verformungen eine Rolle spielen und die höheren Eigenformen an Einfluss verlieren.

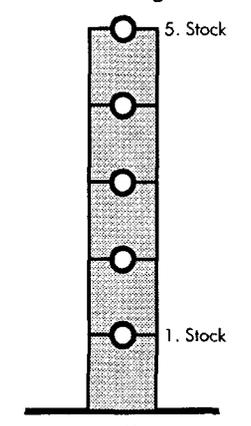
Tragwerks-Element	untersuchter Parameter	1. Eigenform	2. Eigenform
lineare Berechnung einer schlanken Tragwand 	f: Eigenfrequenz [Hz]	2.0	8.3
	PF: Partizipations-Faktor	1.36	0.74
	$S_d = (4 \text{ m/s}^2)/(2 \cdot \pi \cdot f)^2$	25 mm	1.5 mm
	max. Decken-Verschiebung $u_{\max} = S_d \cdot PF \cdot \phi_{\max}$	35 mm (5. Stock)	1.0 mm (2. Stock)
	max. Verschiebung im "1. Stock"	3.4 mm	0.6 mm
Labor-Versuch an einem Abschnitt einer Tragwand	Schubverformung beim Erreichen der Erdbebenkapazität	mehrere Millimeter bis wenige Zentimeter	

Tabelle 4.3: Linear berechnete Verformungen einer Tragwand infolge der ersten beiden Eigenformen bei einer spektralen Beschleunigung von  $4 \text{ m/s}^2$  und zum Vergleich die Bruchverformungen einer gedungenen Tragwand.

#### Verteilung der Deckenkräfte

Die Frage, ob sich ein Schub- oder ein Biegemechanismus einstellen wird, ist umso bedeutender, als ein Schubmechanismus nur geringe Verformungen vor dem Erreichen der Erdbebenkapazität zulässt während ein Biegemechanismus im allgemeinen grosse und duktile Verformungen ermöglicht und eine grössere Energiedissipations-Kapazität aufweist. Welcher inelastische Mechanismus detektiert

wird hängt unter anderem von der Verteilung der horizontalen Kräfte auf die Stockwerke in der push over Analyse ab.

Maximale spektrale Verschiebung

Die maximalen Erdbeben-Verschiebungen eines nicht-linearen, hysteretischen (elasto-plastischen) Einmassenschwingers wurde in verschiedenen Studien untersucht. Meistens wird die nicht-lineare Verschiebung (Duktilität) als Funktion des Verhältnisses der linearen zu den nicht-linearen Kräften ausgedrückt. Die Studie von [Miranda et al. 1994] zeigte, dass die nicht-linearen Verschiebungen bei gleicher Erdbeben-Intensität auch von dem lokalen Baugrund und vom Zufall abhängt. Er gibt für die nicht-linearen Verschiebungen einen Variationskoeffizienten von rund 0.2 bis 0.5 an, je nach Baugrund und Duktilität. Es kann daher nicht das Ziel sein, die Erdbeben-Verschiebung (bzw. im Kapazitätsspektrum die äquivalente Dämpfung) sehr genau anzugeben.

Grösse der Approximations-Fehler

Angesichts der Variabilität des Erdbeben-Verhaltens eines Einmassenschwingers ist es plausibel, dass auch die nicht-lineare Erdbeben-Antwort eines Tragwerks zu einem wesentlichen Teil von "Zufälligkeiten" abhängt. Vergleiche von stark streuenden Grössen sind nur mit statistischen Ansätzen sinnvoll. Das heisst, dass mit nur wenigen berechneten Beispielen lediglich Hinweise auf die Grösse von Approximations-Fehlern eines nicht-linear statischen Verfahrens gewonnen werden können.

Anwendungsbereich

Wenn die Grösse der Approximations-Fehler nicht quantifiziert werden kann, ist es auch problematisch, die Grenzen der Anwendung eines Verfahrens zu bestimmen. Der Anwender eines nicht-linear statischen Verfahrens muss daher wohl von Fall zu Fall die relevanten Probleme identifizieren. Die Beurteilung der Anwendbarkeit in einem konkreten Fall kann sich auf die Überprüfung der in Abschnitt 2.3.1 formulierten Voraussetzungen stützen. Eine Hilfe können auch Parameter-Studien zu nicht-linear statischen Verfahren bieten (z.B. [Lawson et al. 1994]) oder die Anweisungen der Richtlinien FEMA-273 (Anhang C).

Beispielgebäude

Die für die Tests ausgewählten Beispielgebäude weisen zwischen 5 und 9 Stockwerken auf. A priori scheinen drei Gebäude geeignet, um die Problematik des Schub- und Biege-Verhaltens von Stahlbeton-Tragwänden zu untersuchen (Gebäude VID, CED, PMS). Ein Gebäude (KJA) weist erhebliche Unregelmässigkeiten des Widerstandes von Stockwerk zu Stockwerk auf, denn es weist Stockwerke mit Stahlbetonwänden und Stockwerke mit tragenden Mauerwerks-Wänden auf. Es handelt sich somit nicht um ein Tragwand-Gebäude in dem Sinne, wie sie im Abschnitt 2.3.2, "Dynamisches Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden" diskutiert werden.

### 4.1.3 Vorschlag für das Kapazitätsspektrum-Verfahren bei Gebäuden mit Stahlbeton-Tragwänden

Die oben dargestellten Überlegungen und die Vergleiche der Berechnungen (Abschnitte 4.3.2, 4.3.3 und Anhang H) fliessen in den Vorschlag ein zur Durchführung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens für Gebäude mit Stahlbeton-Tragwänden. Zentral ist in diesem Vorschlag der Versuch, die relevanten Kraftanteile höherer Eigenformen sowie

der nicht-harmonischen Einwirkungen abzudecken. Es werden somit zwei Ziele verfolgt: einmal sind die Decken-Verschiebungen (d.h. die Biegebeanspruchung der horizontal aussteifenden Tragwerks-Elemente) möglichst genau zu berechnen und andererseits sind die Schubbeanspruchungen so einzuführen, dass möglicherweise massgebende inelastische Schubmechanismen detektiert werden. Die Grundzüge des Verfahrensvorschlags stimmen mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren überein, so wie es im Abschnitt 2.3.1 beschrieben wurde und werden hier nicht mehr diskutiert.

#### Zwei push over Analysen

Es hat sich gezeigt, dass die obgenannten Ziele nur mit zwei separaten push over Analysen erreicht werden können. Mit zwei push over Analysen wird es möglich, die zu verschiedenen Zeitpunkten eines Erdbebens auftretenden Beanspruchungszustände zu umhüllen. So wie es möglich ist, dass in verschiedenen Erdbeben gleicher Intensität verschiedene Gebäudeschäden und inelastische Mechanismen auftreten, so können in zwei push over Analysen unterschiedliche Mechanismen detektiert werden. Die bei kleineren Einwirkungen auftretenden Versagens-Mechanismen werden als massgebend erachtet.

#### Erste push over Analyse (Kräfte der 1. Eigenform)

Die erste push over Analyse wird für horizontale Erdbeben-Kräfte durchgeführt, die proportional sind zu den linear berechneten Trägheitskräften der 1. Eigenform (durchgezogene Linien in Figur 4.3). Die horizontalen Erdbeben-Kräfte werden fortan als Deckenkräfte bezeichnet. Das für die Kräfte der ersten Eigenform berechnete Kapazitätsspektrum wird als Referenz für die spektralen Verschiebungen benützt. Denn es ist die 1. Eigenform, die die Gebäude-Verschiebung bestimmt. Die maximale spektrale Verschiebung (Zielverschiebung) kann berechnet werden, indem entweder das Prozedere A des ATC-40 oder eine andere Regel benützt wird (siehe folgende Abschnitte).

Ist diese Zielverschiebung bekannt, so können die Verformungen der Tragwerks-Elemente bestimmt werden, die in dieser ersten push over Analyse auftreten, bis die Zielverschiebung erreicht ist. Es handelt sich also um eine auf Verschiebungen basierte Analyse.

Diese push over Analyse wird fortan auch kurz als "erste push over Analyse" bezeichnet.

#### Zweite push over Analyse (Kräfte der 1. & 2. Eigenform)

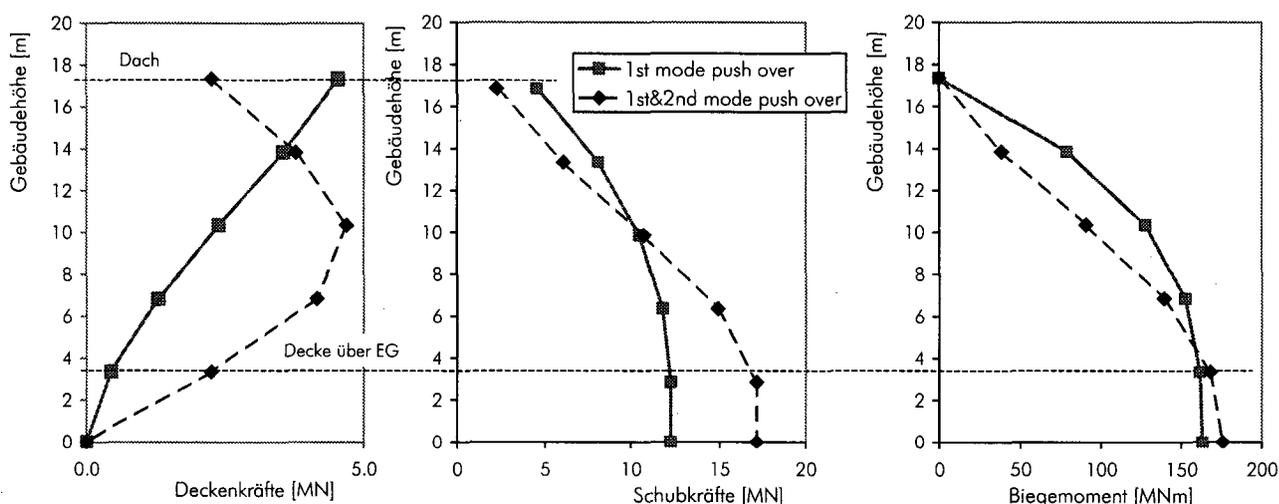
Die zweite push over Analyse kombiniert Trägheitskräfte der 1. und der 2. Eigenform und soll hauptsächlich die nicht-duktilen Versagens-Mechanismen detektieren. In dieser push over Analyse werden die Deckenkräfte solange erhöht, bis eine bestimmte Schubkraft an der Modellbasis erreicht wird.

Diese push over Analyse wird künftig auch als "zweite push over Analyse" bezeichnet. Sie könnte auch durch eine Überprüfung des Schubwiderstandes der Tragwände und der Stützen in den unteren Stockwerken ersetzt werden (vgl. Abschnitt 4.3.5, "Vereinfachte Berechnung von Tragwerken mit Tragwänden"). Es erscheint aber als rationeller, das bereits vorhandene Tragwerksmodell für die Überprüfung des Schubwiderstandes zu nutzen. Ausserdem wird in diesem Vorschlag versucht, auch Schubmechanismen mit Verschiebungen zu beschreiben.

Die Deckenkräfte werden so berechnet, dass zu den Deckenkräften der 1. Eigenform die Deckenkräfte der 2. Eigenform addiert werden (gestrichelte Linie in Figur 4.3). Die Summe der Kräfte der 2. Eigenform beträgt dabei einen festen Bruchteil der Summe der Deckenkräfte infolge der ersten Eigenform. Dieser Bruchteil ( $\kappa-1$ ) wird in Anlehnung an eine Regel des [CEB 1985] wie folgt berechnet (siehe auch Gleichung 2.4):

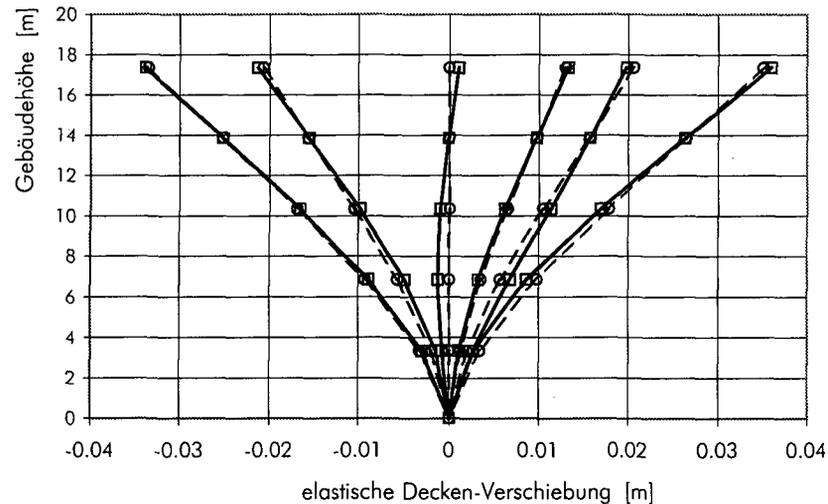
$$\begin{aligned}
 (\kappa-1) \cdot m &= (n-1) \cdot 0.1, \text{ für eine Anzahl der Stockwerke } n \leq 5, \text{ und} \\
 (\kappa-1) \cdot m &= n \cdot 0.04 + 0.2 \text{ für } n \geq 6
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

$m$  Anteil der Schubkraft, die im linearen Gebäudemodell im Erdgeschoss durch die massgebenden Tragwände abgetragen wird (von Bedeutung, wenn ein gemischtes Tragwerk mit Rahmen und Tragwänden vorliegt).



Figur 4.3: Deckenkräfte (links), Schubkräfte (Mitte) und Biegemomente (rechts) in den zwei push over Analysen, am Beispiel einer Tragwand (1<sup>st</sup> mode: Trägheitskräfte der ersten Eigenform, 1<sup>st</sup> & 2<sup>nd</sup> mode: Trägheitskräfte der ersten und der zweiten Eigenform).

Aus Figur 4.3 Mitte ist ersichtlich, dass in der zweiten push over Analyse die Schubkräfte in den unteren Stockwerken höher sind, nämlich um den in Gleichung 4.1 bestimmten Anteil. Weil diese zusätzlichen Deckenkräfte nur kurze Zeit wirken während eines Zyklus der Gebäudehin- und herbewegung, können sie zwar zu Schubversagen beitragen, aber nicht die Gebäude-Verschiebung dominieren (siehe zur Veranschaulichung Figur 4.4). Deshalb wird das in der zweiten push over Analyse berechnete Tragwerks-Element-Verhalten auf die Verschiebungen bezogen, die in der ersten push over Analyse berechnet wurden. Es gibt daher auch nur ein Kapazitätsspektrum aus den zwei push over Analysen.



Figur 4.4: Momentaufnahmen der Verformung einer linearen Tragwand infolge der 1. und der 2. Eigenform sowie der Verformungen der 1. Eigenform alleine. Die 1. Eigenfrequenz liegt bei 2 Hertz und die 2. Eigenfrequenz bei 7 Hertz. Beide Eigenfrequenzen werden mit einer spektralen Beschleunigung von  $4 \text{ m/s}^2$  angeregt.

Um ein in der zweiten push over Analyse detektiertes Ereignis auf das Kapazitätsspektrum der ersten push over Analyse zu übertragen, wird die bei diesem Ereignis vorhandene Schubkraft an der Modellbasis mit  $\{(\kappa-1) \cdot m+1\}$  dividiert (siehe Gleichung 4.1). Dies ergibt grundsätzlich die Schubkraft an der Modellbasis, die infolge der ersten Eigenform auftritt und bei welcher in der ersten push over Analyse der gesuchte Verschiebe-Zustand erreicht wird. Indessen zeigte sich, dass damit zu kleine Verschiebungen ermittelt werden, weshalb die Schubkraft an der Modellbasis wieder erhöht wird um den Faktor  $v_M$ , der gleich dem Verhältnis der linearen Biegemomente am Wandfuss ist (Figur 4.3, rechts). Dieser Faktor beträgt bei einer fünfstöckigen Tragwand rund  $v_M = 1.1$ .

Die Schubkraft an der Modellbasis, welche in der zweiten push over Analyse beim detektierten Ereignis auftritt, wird also mit  $\{(\kappa-1) \cdot m+1\}/v_M$  dividiert. Mit dem Resultat wird der Verschiebe-Zustand ( $S_d$ ) bestimmt, der bei dieser Schubkraft in der ersten push over Analyse aufgetreten ist.

#### Zielverschiebung

Zur Bestimmung der maximalen spektralen Verschiebung (Zielverschiebung) schlägt der [ATC-40 1996] mehrere Verfahren vor. Eines ist die Prozedur A, die es in einem graphischen, iterativen Verfahren erlaubt, den "performance point" zu bestimmen. Das Verfahren ist sinnvoll für Spektren, die die Form eines Bemessungsspektrums haben. Bei gemessenen Erdbebenzeitverläufen und den daraus berechneten Antwortspektren ist das Verfahren jedoch ungeeignet, wie verschiedene Berechnungen gezeigt haben. Weshalb dies so ist kann man sich an einem Grenzfall veranschaulichen: ein elastoplastisches System weise im elastischen Zustand eine Eigenfrequenz auf, die gleich der Frequenz einer harmonischen Anregung sei. Das Antwortspektrum einer harmonischen

Anregung weist die Form einer Linie auf und ein Kapazitätsspektrum des elastoplastischen Systems verlässt demzufolge die "Fläche", die vom Antwortspektrum aufgespannt wird.

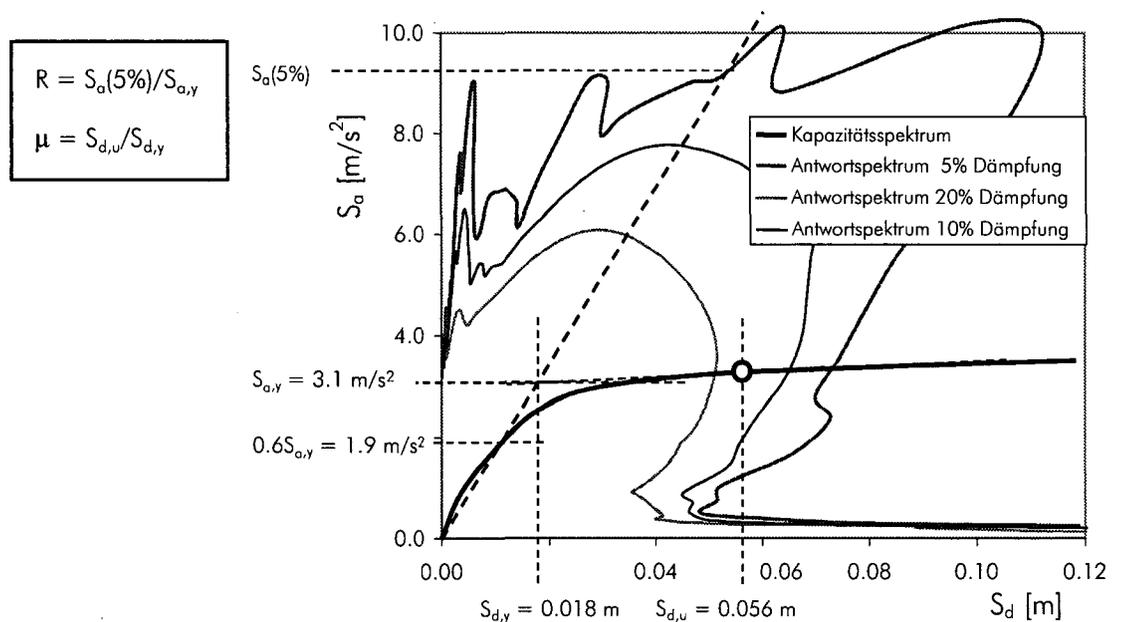
Es wird vorgeschlagen, insbesondere bei Antwortspektren realer Erdbeben die Regeln anzuwenden, die [Miranda et al. 1994] aufgestellt haben. Für vier Baugrund-Klassen werden Regeln angegeben zur Berechnung des Quotienten  $R$  zwischen linear berechneten Kräften und dem nicht-linearen Widerstand eines Einmassenschwingers (Figur 4.5). Für einen alluvialen Baugrund lautet die Beziehung:

$$R = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1, \quad \text{wobei } \Phi = 1 + \frac{f}{12 - \mu} - 0.4 \cdot f \cdot \exp\left\{-2 \left[\ln\left(\frac{1}{f}\right) - 0.2\right]^2\right\} \quad (4.2)$$

$\mu$  Duktilität (Figur 4.5)

$f$  Eigenfrequenz des Einmassenschwingers

Aus der Umkehrung der Gleichung 4.2 kann für einen gegebenen Quotienten  $R$  der maximale Duktilitätsbedarf bzw. die maximale spektrale Verschiebung  $S_{d,max}$  (Zielverschiebung) berechnet werden. Somit kann mit dem Kapazitätsspektrum, das ja einen äquivalenten Einmassenschwinger darstellt, und den Regeln von [Miranda et al. 1994] die maximale spektrale Verschiebung eines Gebäudes berechnet werden. Es wird in Anlehnung an die [FEMA-273 1997a] (Bild 2.4) empfohlen, die wirksame Steifigkeit, den Quotienten  $R$  und die Duktilität  $\mu$  wie in Figur 4.5 angegeben zu ermitteln.



Figur 4.5: Bestimmung der wirksamen Steifigkeit, des Quotienten  $R$  und der Duktilität  $\mu$  aufgrund des Kapazitätsspektrums.

Aus der Studie von [Miranda et al. 1994] lässt sich herleiten, dass bei gegebenem Quotienten  $R = 2$  der Variationskoeffizient von  $S_{d,max}$  zwischen 25% und 50% beträgt

(alluviale Böden). Je nach dem Ziel einer nicht-linearen statischen Berechnung ist es daher angemessen, die Zielverschiebung in der push over Analyse gleich dem Median oder einem anderen Fraktilwert zu wählen.

#### 4.1.4 Auf der sicheren Seite ?

##### Problemstellung

Im Bauingenieurwesen werden hohe Anforderungen an die Sicherheit gestellt. Weil sich die Wirklichkeit von den idealisierenden Modellen der Bauingenieure unterscheidet, ist die Beurteilung der Sicherheit oft eine schwierige Aufgabe. In sehr detaillierten Tragsicherheits-Untersuchungen wird der Widerstand mit probabilistischen Modellen beschrieben, um die mangelnde Kenntnis der Wirklichkeit besser handhaben zu können (Abschnitt 2.5). Die üblicherweise diskreten Modelle und Berechnungen eines Bauingenieurs sollten immer "auf der sicheren Seite" liegende Resultate ergeben. Ein "auf der sicheren Seite" liegendes Resultat ist in statischen Berechnungen ein rechnerischer Widerstand, der mit grosser Wahrscheinlichkeit kleiner ist als der tatsächliche Widerstand. Dieses Prinzip kann nicht gleichartig auf die nicht-lineare statischen Verfahren übertragen werden. Wird zum Beispiel ein Biege- und Schubwiderstand einer Tragwand kleiner als tatsächlich vorhanden in ein nicht-lineares Modell eingeführt, so ist es möglich, dass ein Biegemechanismus detektiert wird anstelle eines Schubmechanismus. Mit dem Biegemechanismus geht im allgemeinen eine wesentlich grössere Duktilität, und damit eine grössere Energiedissipations-Kapazität einher als mit dem Schubmechanismus, weshalb eine Unterschätzung des Biege- und Schubwiderstandes zu einer nicht-konservativen Verhaltens-Schätzung führen kann. Es ist daher wichtig, sowohl den Widerstand als auch den Mechanismus zu untersuchen.

In komplizierten, unüberschaubaren Tragwerken ist es nicht möglich, den inelastischen Mechanismus im Voraus zu erkennen und es ist daher nicht klar, welchen Elementen eine optimistische (obere) Widerstands-Schätzung und welchen Elementen eine pessimistische (untere) Widerstands-Schätzung zugeordnet werden soll. In solchen Fällen ist es angebracht, die relevanten Kombinationen von unteren und oberen Werten durchzuspielen.

##### Probabilistischer Ansatz

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Eigenschaften der Tragwerks-Elemente variiert (sowohl Widerstand wie Verformungsgrössen) und es wurden so mehrere Hundert Variationen eines Tragwerk-Modelles berechnet. Damit kann man davon ausgehen, dass auch die ungünstigen Kombinationen der Element-Eigenschaften erfasst wurden (siehe auch Anhang J, "Probabilistische Berechnungen").

## 4.2 Nicht-lineare Modellierung von Stahlbeton

### 4.2.1 Idarc2d

Entwicklung

Im Folgenden wird ein Überblick gegeben über die Tragwerks-Berechnung mit dem Programm Idarc2d, das für die Gebäudeberechnungen in dieser Arbeit verwendet wurde. Das Rechenprogramm Idarc2d wurde am früheren "National Center for Earthquake Engineering Research" an der State University of New York at Buffalo entwickelt. Auf dem Internet sind viele Informationen zu diesem Rechenprogramm zugänglich (<http://civil.eng.buffalo.edu/idarc2d50/>). Eine umfassende Dokumentation liegt für die Version 4.0 vor: [Valles et al. 1996]. Die in dieser Arbeit verwendete Programm-Version ist die Version 5.0 vom 21. Februar 1999, die an die spezifischen Bedürfnisse dieser Arbeit angepasst wurde. Umfassende Angaben zu den Modifikationen, die an diesem Rechenprogramm für diese Arbeit vorgenommen wurden, sind im Anhang C, "Idarc2d, in der Version 561ida302" beschrieben.

Eigenschaften

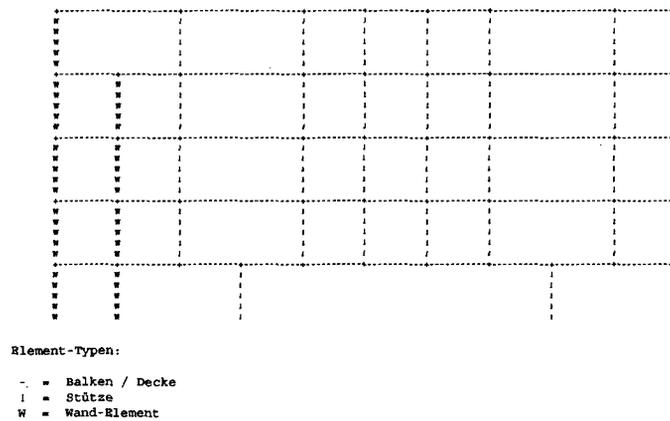
Das Rechenprogramm Idarc2d wurde entwickelt, um das inelastische Verhalten von Stahlbeton-Tragwerks-Elementen in Laborversuchen mit zyklischen Lasten möglichst genau nachrechnen zu können, und um die Schädigung des Stahlbetons zu berechnen (Schadens-Index von Park und Ang [Park et al 1985], Gleichung G.1). Idarc2d ist die Abkürzung für "Inelastic Damage Analysis of RC buildings" von zweidimensionalen Modellen.

Das Programm ist ausgelegt, um nicht-linear statische Berechnungen (z.B. unter Schwerelasten) sowie insbesondere, nicht-linear statische und dynamische Erdbeben-Berechnungen durchzuführen. Ohne eigentliche graphische Oberfläche ist die Resultat Ausgabe doch so gestaltet, dass über die wichtigsten Grössen schnell ein Überblick gewonnen werden kann.

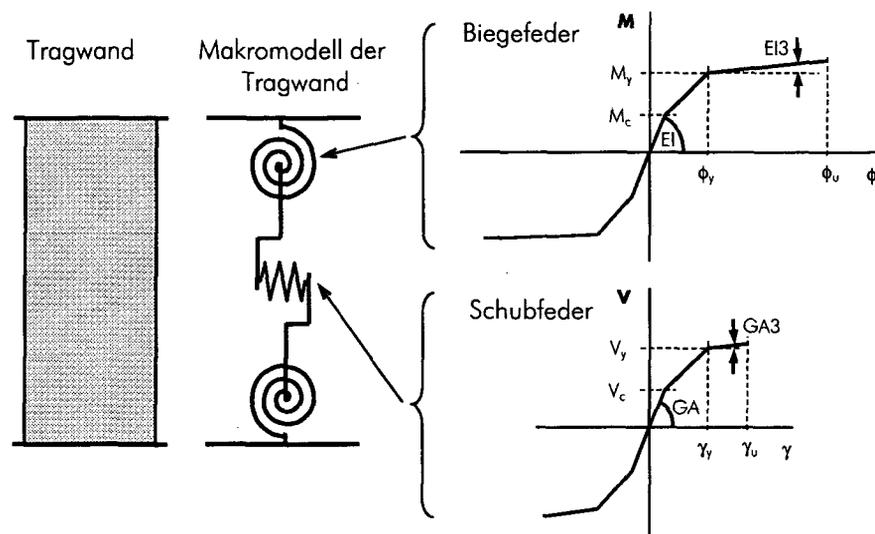
Tragwerks-Modellierung auf der Basis von Makromodellen

Ein Tragwerk kann für die Berechnung mit dem Programm Idarc2d mit einem oder mehreren zweidimensionalen Rahmen modelliert werden. Die Rahmen können aus Stützen-, Balken- oder Wand-Elementen und anderen Elementen gebildet werden. Die Massen sind in den Knoten auf Höhe der Decken eines Gebäudes konzentriert. Figur 4.6 zeigt ein Schema eines "Rahmens" eines fünf-stöckigen Gebäudemodelles. Dieser "Rahmen" kann auch Tragwände enthalten. Die einzelnen Tragwerks-Elemente werden mit Makromodellen abgebildet. Ein Makromodell einer Tragwand im Programm Idarc2d ist in Figur 4.7 schematisch abgebildet. Das hysteretische Verhalten eines Makromodelles ist z.B. in Figur F.7 dargestellt. Bemerkenswert an Idarc2d sind die vielen Möglichkeiten zur Steuerung des hysteretischen Verhaltens der Federn in einem Makroelement. Die Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehung der Federn ist tri-linear und die Steifigkeit und der Widerstand werden in Funktion der Duktilität sowie der hysteretisch dissipierten Energie reduziert. Wie die Steifigkeits- und Widerstands-Reduktion kann auch die Einschnürung ("pinching") der Hysterese-Schlaufen gesteuert werden.

Die Verformungen der Tragwerks-Elemente werden aus der Krümmung und der Länge des gekrümmten Element-Abschnittes berechnet. Treten nicht-lineare Verformungen auf, so wird die Länge des Bereiches mit reduzierter Steifigkeit nach einer besonderen Regel berechnet ("spread plasticity model").



Figur 4.6: Tragwerks-Modell in der Form eines Rahmens für die Berechnung mit dem Programm Idarc2d [Valles et al. 1996].



Figur 4.7: Makromodell einer Tragwand und die Umhüllenden der Kraft-Verformungs-Beziehungen einer Biegefeder (oben) und der Schubfeder (unten).

Kraft-gesteuerte  
Berechnungen

Mit der Tangenten-Steifigkeit der Elemente kann die globale Steifigkeitsmatrix berechnet werden. Mit dieser Steifigkeitsmatrix kann der Zusammenhang zwischen angreifenden Kraft-Inkrementen und der inkrementellen Zunahme der Tragwerks-Verformung angegeben werden.

$$[K_t] \{\Delta u\} = \{\Delta F\} \quad (4.3)$$

$[K_t]$  globale Tangenten-Steifigkeitsmatrix

$\{\Delta u\}$  unbekannte inkrementelle Knotenverschiebungen

$\{\Delta F\}$  auf das Modell wirkende Kraft-Inkmente

Um die inkrementellen Verschiebungen zu berechnen, muss die Steifigkeitsmatrix invertiert werden. Im Unterschied zu anderen Programmen, die nicht-lineare Berechnungen ausführen, verzichtet Idarc2d auf ein iteratives Verfahren zur genauen Bestimmung der inkrementellen Verschiebungen. Dagegen wird zur Wahrung der Gleichgewichts-Bedingung bei jeder Steifigkeits-Änderung eine korrigierende Kraft eingeführt, was zu Abweichungen von der tatsächlichen Einwirkung führt. Diese Abweichungen können immerhin ausreichend klein gehalten werden, wenn die Berechnungs-Schritte klein genug gewählt werden. Denn durch die polygonalen Kraft-Verformungs-Beziehungen ändert die Steifigkeit einer Feder nur bei den Eckpunkten der polygonalen Linien.

Grenzen der Tragwerks-Berechnung mit Idarc2d

Indem die Verschiebungen ausschliesslich als Funktion der Kräfte berechnet werden resultieren bei kleinen tangentiellen Steifigkeiten grosse Verschiebungs-Inkmente. Um realistische Verschiebungen zu erhalten, ist es deshalb angezeigt, eine minimale Steifigkeit nicht zu unterschreiten. Negative tangentielle Steifigkeiten können von Idarc2d nicht verarbeitet werden. Die Berechnungs-Resultate bedürfen daher der Interpretation (Figur 4.12).

Grenzen der Tragwerks-Berechnung mit Makromodellen

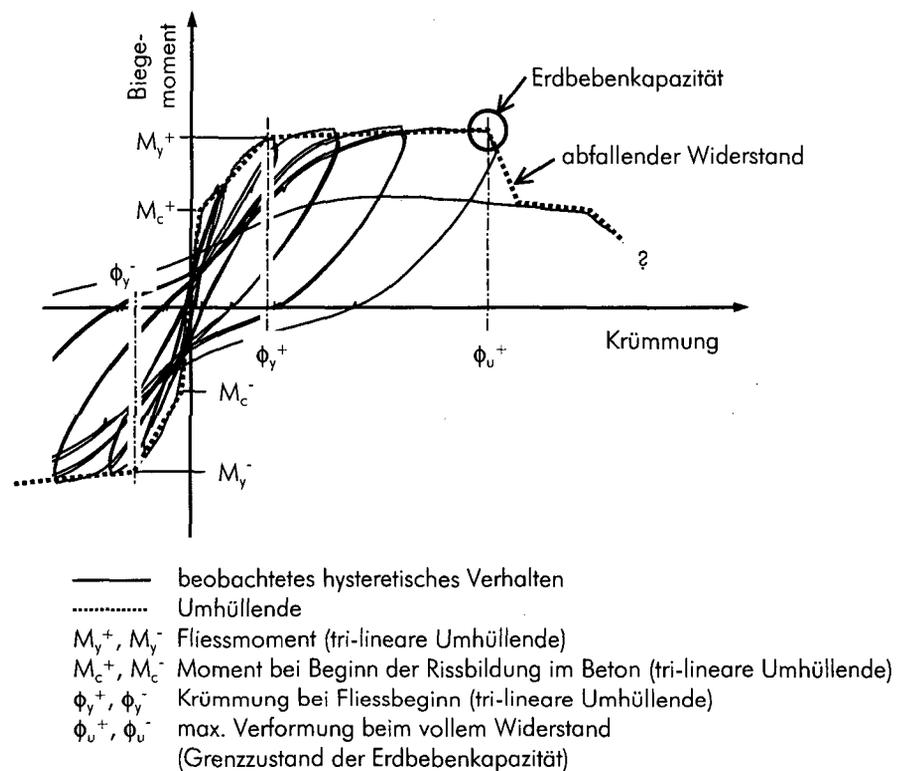
Es ist ausserdem mit Makromodellen nicht möglich, das Verhalten von Tragwerks-Elementen nahe dem Versagenszustand zuverlässig zu berechnen. Wie in Anhang G erläutert ist das Versagen eines Stahlbeton-Elementes im allgemeinen vom Belastungspfad abhängig und die Duktilität und die hysteretisch dissipierte Energie reichen zur Vorhersage des Versagens nicht aus. Das Programm Idarc2d erlaubt es, das Element-Verhalten in Funktion von Summenparametern der Hysterese zu beeinflussen. Die hierzu zu wählenden Steuergrössen müssen durch Kalibration optimiert werden.

Makromodelle von Idarc2d stossen weiter an eine Grenze ihrer Leistungsfähigkeit, wenn bei einem Stahlbeton-Element Schubkräfte, Biegemomente oder Normalkräfte in einer Wechselwirkung stehen. Insbesondere bei gedungenen Stahlbeton-Tragwänden gibt es oft Wechselwirkungen zwischen der Schub- und der Biegebeanspruchung. Es kann der Fall eintreten, dass man einen falschen inelastischen Mechanismus berechnet und aufgrund dessen die Tragwerks-Antwort falsch einschätzt. In dieser Arbeit wurde die Wechselwirkung von Biege- und Schubbeanspruchung nicht berücksichtigt. Die Normalkraft in einer Tragwand wird bei der Berechnung des Biegewiderstandes im Fibermodell (Querschnitts-Modell) in der Grösse der statischen Schwerelasten eingesetzt. Der Einfluss der Veränderung der Normalkraft auf den Biegewiderstand während dem Erdbeben wird nicht berücksichtigt.

## 4.2.2 Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente

Umhüllende und  
hysteretische Parameter

Die Eigenschaften der Makroelemente sind einerseits durch die Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehung bestimmt (Figur 4.8). Andererseits sind die Eigenschaften eines Makroelementes durch sein hysteretisches Verhalten bestimmt, das im Programm Idarc2d durch verschiedene Parameter gesteuert wird. Es ist für die Realitätsnähe der Resultate von Makromodellen von entscheidender Bedeutung, dass die Makroelemente an ein bekanntes Verhalten angeglichen (kalibriert) werden. Ebenfalls sind die Grenzen der Möglichkeiten von Makromodellen zu respektieren.



Figur 4.8: Tri-lineare Umhüllende einer Kraft-Verformungs-Beziehung und Erdbebenkapazität eines Stahlbeton-Elementes. Die gezeigte Kraft-Verformungs-Beziehung entspricht einem statisch-zyklischen Versuch einer für duktilen Verhalten konstruierten Tragwand.

Im folgenden wird kurz die Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente beschrieben. Insbesondere die Eigenschaften von Stahlbeton-Tragwänden und von gedungenen Mauerwerks-Wänden sind hier von zentraler Bedeutung. Eine ausführlichere Darstellung von Vergleichen zwischen berechnetem und beobachtetem Verhalten von Tragwerks-Elementen enthält der Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente".

Für das Erdbeben-Verhalten sind im allgemeinen der seitliche Widerstand und die Verformungen eines Gebäudes massgebend. Bei Tragwerken mit Stahlbeton-Tragwänden dominieren diese die Steifigkeit gegen horizontale Einwirkungen unter kleinen

Beanspruchungen. Mit zunehmender Beanspruchung verlieren die Tragwände an Steifigkeit, wogegen der Rahmen gebildet aus Decken und Stützen oft noch elastisch bleibt. Sein Beitrag zur gesamten Steifigkeit wird anteilmässig bedeutsamer. An einem Beispiel wurde jedoch deutlich, dass Tragwände auch im plastifizierten Zustand das Verhalten dominieren (Figur 4.18). Die Anstrengungen für die Kalibration der Makromodelle konzentrierten sich daher auf die Tragwand-Elemente.

Biegeverhalten von  
Stahlbeton-Tragwänden

Die Stahlbeton-Tragwände der Beispielgebäude weisen vermutlich ein duktileres Biegeverhalten auf. Die dafür massgebenden Argumente sind die Eigenschaften der Bewehrungsstähle und der Gehalt an Biegebewehrung von rund 0.4% oder mehr. Der Bewehrungsstahl weist die Verfestigungs-Eigenschaften auf, die gemäss [Bachmann et al. 1998b] notwendig sind, um ein "Ein-Riss-Gelenk" zu vermeiden (Verfestigung in dem Masse, dass die Zugfestigkeit mindestens 15% grösser ist als die Fliessgrenze,  $R_{p,0.2}/R_m \geq 1.15$ , und Gleichmassdehnung  $A_{gt} \geq 0.06$ ).

Tri-lineare Umhüllende

Es darf also ein duktileres Biegeverhalten angenommen werden. Wie bereits in Figur 4.7 dargestellt ist, wird in dieser Arbeit eine tri-lineare Umhüllende für das Biegeverhalten verwendet. Damit wird die mit zunehmender Krümmung fortschreitende Rissbildung und der Steifigkeitsabfall sowohl in einer nicht-linear statischen als auch in einer nicht-linear dynamischen Berechnung detailliert erfasst. Für verschiedene Zwecke wird jedoch ein elasto-plastisches Modell des Tragwerk-Verhaltens benützt, wofür die Definition einer wirksamen Steifigkeit hilfreich ist (Figur 4.5, und Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente", insbesondere Figur F.1, sowie Figur C.5).

Ermittlung der Umhüllenden

Die tri-lineare Umhüllende der Biege-Eigenschaften der Makroelemente werden in dieser Arbeit im allgemeinen mit dem Fibermodell von Idarc2d, Version 561ida302, aufgrund der geometrischen Querschnittsdaten und den Material-Eigenschaften berechnet. Es ist am einfachsten, die Material-Eigenschaften im Sinne der Kalibrations-Ergebnisse zu modifizieren. Um eine optimale Steifigkeit des "ungerissenen" <sup>(2)</sup> Betonquerschnittes zu ermitteln wurde der ursprüngliche Elastizitätsmodul des Betons auf zwei Drittel des am Zylinder gemessenen Wertes reduziert. Die Zylinder-Druckfestigkeit wurde gleich drei Vierteln der Würfel-Druckfestigkeit gesetzt. Der Biege-Widerstand wurde schliesslich mit einer rechnerischen Fliessgrenze des Bewehrungsstahls berechnet, die ungefähr gleich dem Mittelwert der Fliessgrenze und der Zugfestigkeit ist. Detailliertere Angaben enthält Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente", Tabelle F.4.

Das Biegeverhalten wurde in erster Linie an den Tragwand-Versuchen von [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999] kalibriert. Die Nachrechnung der dynamischen Versuche von [Lestuzzi et al. 1999] zeigen, dass es mit den nicht-linearen Zeitverlaufs-

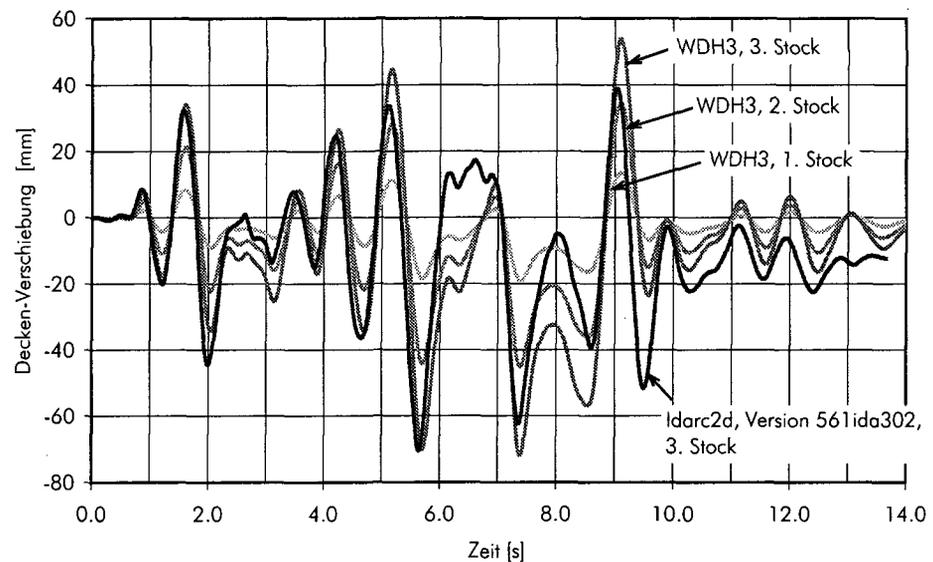
---

<sup>2</sup> Hier wird mit dem "ungerissenen" Querschnitt der Zustand bezeichnet, wo noch keine klaffenden Risse im Stahlbeton aufgetreten sind. In der Kraft-Verformungs-Beziehung eines Makroelementes ist es die Steifigkeit zwischen dem Ursprung und dem "Widerstand bei Beginn der Rissbildung im Beton" nach Figur G.2.

Berechnungen möglich ist, das tatsächliche dynamische Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden zu schätzen (Figur 4.9).

#### Hysteretisches Verhalten

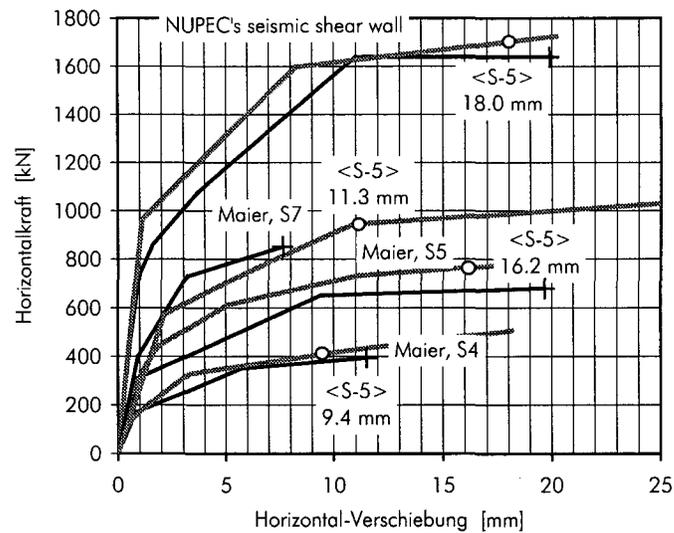
Das hysteretische Verhalten der Stahlbeton-Tragwände bei Biegung wurde nur aufgrund von qualitativen Kriterien modifiziert; eine eigentliche Kalibration wurde nicht durchgeführt und die Steuerparameter entsprechen weitgehend den Werten, die in der Programm-Dokumentation empfohlen werden. Das den Biegefedern zugewiesene hysteretische Verhalten wurde auch den Schub-Federn der Stahlbeton-Tragwände und den Mauerwerks-Wänden zugewiesen.



Figur 4.9: Verschiebungen der Stahlbeton-Wand WDH3 im 1. Test [Lestuzzi et al. 1999] und die Nachrechnung mit dem Programm Idarc2d in der Version 561ida302.

#### Schub-Feder-Eigenschaften

Zur Kalibration des Schubwiderstandes wurden 21 Versuche an Stahlbeton-Tragwänden ausgewertet [Oesterle et al. 1976; Oesterle et al. 1979; Maier et al. 1985; OCDE/NUPEC 1996; Wallace et al. 1992]. Das Ergebnis ist, dass für die Gebäudeberechnungen der Schubwiderstand einer Tragwand gleich dem grösseren Wert aus zwei Schubwiderstands-Formeln gewählt wird. Es sind dies die Schubwiderstands-Formeln nach dem ACI 318-95 [ACI 318-95 1995], Ziffer 21.6.5 und den Europäischen Vornormen [ENV 1992-1-1 1991], Ziffer 4.3.2.2. Die Schubverformungen können nur grob geschätzt werden. In Figur 4.10 sind vier Beispiele von Vergleichen zwischen dem beobachteten Schubverhalten und dem berechneten Schubverhalten gezeigt. Es handelt sich um gedrungene Tragwände, die in statisch-zyklischen oder dynamischen Versuchen getestet wurden (Ausnahme: monotoner Versuch Maier, S4). Das Höhe-Seiten-Verhältnis der Wände beträgt 1.0 bei den Wänden von [Maier et al. 1985] und 0.67 bei der Wand der NUPEC.



Figur 4.10: Umhüllende der Kraft-Verschiebe-Kurven und Versagen (Kreuz) von gedrunenen Tragwänden von Tests ([Maier et al. 1985; OCDE/NUPEC 1996] im Vergleich mit der Kapazitätskurve aus der Berechnung der Tragwände mit Idarc2d (Version 561ida302). Zusätzlich sind die Verschiebungen beim Erreichen des Grenzzustandes der Erdbebenkapazität <S-5> angegeben (siehe Abschnitt 4.2.3).

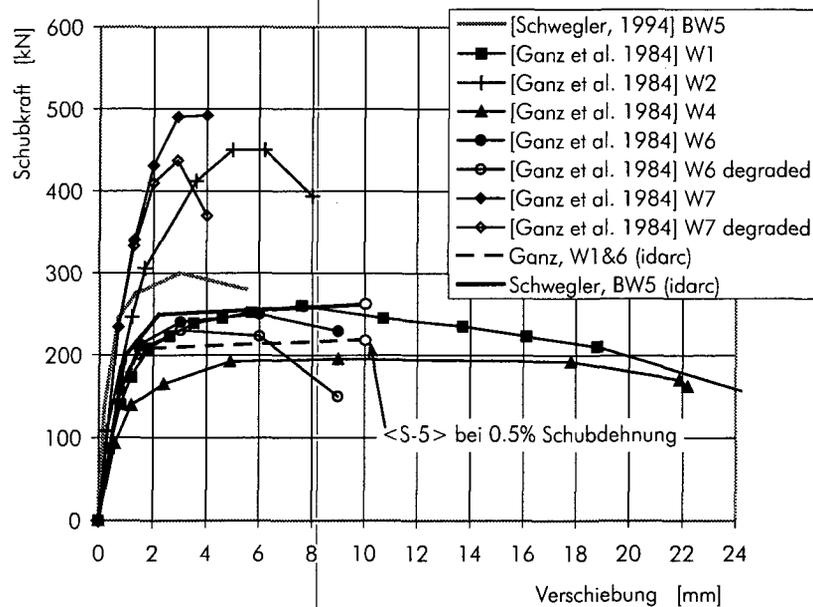
Eigenschaften von gedrunenen Mauerwerkswänden

Die in den untersuchten Gebäuden für den seitlichen Widerstand relevanten Mauerwerkswände sind gedrunene Einstein-Mauerwerkswände. Es werden daher die Versuche von [Ganz et al. 1984] und von [Schwegler 1994] als geeignete Vorbilder erachtet.

Die Berechnung des Schubwiderstandes von tragenden Mauerwerkswänden erfolgt für die Gebäudemodelle nach den Regeln, die in den "Canadian Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings (CGSEEB) – special procedure for unreinforced masonry buildings" [NRC 1992] enthalten sind.

Schubverformungen

Mauerwerk kann unter bestimmten Umständen recht beträchtliche Schubverformungen aufnehmen, ohne dass der horizontale Widerstand wesentlich abnimmt (siehe Figur 4.11). Diese Verformungen hängen vor allem von der Grösse der Normalkraft ab. In dem Gebäude KJA beträgt die grösste Normalspannung weniger als 1.2 MPa. Somit ist die vertikal am stärksten beanspruchte Wand zwischen den Versuchswänden W2 und W7 einerseits und den Versuchswänden BW5, W1, W4, W6 andererseits zu situieren (siehe Figur 4.11).



Figur 4.11: Versuche an gedungenen Mauerwerks-Wänden und nicht-lineare Modellierung der Mauerwerks-Wände. Die Schubverformungen beim Erreichen des Grenzzustandes Erdbebenkapazität <S-5> wurden für die Gebäude-Berechnungen gleich 0.5% festgelegt (siehe Abschnitt 4.2.3).

Baugrund

Dank den in der Regel vorhandenen steifen, kasten-ähnlichen Untergeschossen bietet sich dem Tragwerk der oberen Stockwerke ein solides Widerlager und die Kräfte aus dem Gebäude werden über eine grosse Fläche in den Baugrund eingeleitet. Dies erlaubt es im allgemeinen anzunehmen, dass die Gebäude steif eingespannt sind und der Baugrund sich nur wenig unter den Erdbebenkräften aus dem Gebäude verformt. Abschätzungen mit einem Einmassenschwinger-Modell nach [Wolf 1994] (Figur F.9) ergeben, dass die Nachgiebigkeit des Baugrundes die Grundfrequenz des Gebäudes nicht wesentlich beeinflusst.

### 4.2.3 Erdbebenkapazität und Grenzzustands-Kriterien

Im Rahmen dieser Arbeit ist für ein zu untersuchendes Gebäude zu bestimmen, welches Schaden-Ausmass durch ein Erdbeben mit gegebener Stärke verursacht wird. Um für ein berechnetes dynamisches Gebäude-Verhalten die Schäden angeben zu können, werden Grenzzustände definiert. Von besonderem Interesse sind insbesondere der Grenzzustand der Erdbebenkapazität und die Grenze zur Reparatur-Bedürftigkeit (Reparaturgrenze). Letztere dient zur Bestimmung der Gebäudeschäden, während die Erdbebenkapazität die Grenze darstellt zwischen einem stabilen Erdbeben-Verhalten und einem Verhalten, das nicht mehr als stabil bezeichnet werden kann und einen Einsturz einschliessen kann.

Berechnung eines Grenzzustandes für ein Tragwerk

Wenn beispielsweise bei einer Tragwand die Erdbebenkapazität gegen horizontale Einwirkungen überschritten wird, ist ihr Widerstand gegen Schwerelasten im allgemei-

nen noch weitgehend intakt. Auch ein mit Tragwänden ausgesteiftes Tragwerk stürzt mit dem Überschreiten der Erdbebenkapazität mit grosser Wahrscheinlichkeit noch nicht ein (allerdings ist die Tragsicherheit bei einem Nachbeben nicht mehr gegeben). Es ist mit dem Rechenprogramm Idarc2d nicht möglich, während einer Berechnung ein zerstörtes Tragwerks-Element aus dem Modell zu entfernen oder ein Gebäude für abnehmenden seitlichen Widerstand zu berechnen (Figur 4.12). Um das Versagen des Tragwerks zu bestimmen wird daher in Übereinstimmung mit den Richtlinien FEMA-273 vom Verhalten eines einzelnen Tragwerks-Elementes auf das Verhalten des ganzen Tragwerkes geschlossen. Hierzu werden die horizontal aussteifenden Elemente eines Tragwerks in primäre und in sekundäre Elemente eingeteilt, je nach ihrem Beitrag an den Widerstand und die Steifigkeit gegen Erdbebenkräfte. Erreicht ein primäres Tragwerks-Element einen Grenzzustand, so gilt dieser Grenzzustand für das ganze Tragwerk. Die Entscheidung, welche Tragwerks-Elemente von primärer Bedeutung sind, ist ein Ermessens-Entscheid des Ingenieurs.

#### Tragwerks-Schäden & Grenzzustände

Die Schädigung eines bestimmten Tragwerk-Elementes hängt vor allem von seiner maximalen Verformung ab (Anhang G, "Schäden und Grenzzustände von Tragwerks-Elementen"). Die bei zyklischer Beanspruchung dissipierte Energie (Gleichung G.1) und der Belastungs-Pfad [Lew 1997] spielen ebenfalls eine Rolle bei der Schädigung. Wie bereits im Abschnitt 4.2.1, "Idarc2d", erläutert wurde, können mit einem Makromodell diese Zusammenhänge nicht vollständig quantifiziert werden. Daher sind à priori die Grenzzustands-Kriterien als eine Schätzung zu betrachten. In den nicht-linear dynamischen Berechnungen, die als Vergleichsbasis für das Kapazitätsspektrum-Verfahren dienen, wird die Bruchverformung mit zunehmender hysteretisch dissipierter Energie reduziert. Es ist daher möglich, dass die Verformungs-Kriterien im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in den nicht-linear dynamischen Berechnungen nicht die gleichen sind. Zusätzlich führt die Steifigkeits-Reduktion, die sich beim Durchlaufen mehrerer Zyklen ergibt, tendenziell zu grösseren Verschiebungen. Bei nicht-linear statischen Berechnungen ist die hysteretisch dissipierte Energie nicht bekannt und kann daher bei der Berechnung der Grenzzustands-Kriterien nicht berücksichtigt werden.

#### Erdbebenkapazität eines Tragwerk-Elementes

In dieser Arbeit wird – wie im vorhergehenden Abschnitt erläutert – die Momenten-Krümmungs-Beziehung (Figur 4.7) mit dem Fibermodell berechnet. Die Verformung beim Erreichen der Erdbebenkapazität ergibt sich im Fibermodell aus der maximalen Betonstauchung bzw. der Bewehrungsstahldehnung. Das Material-Verhalten ist in den Figuren F.2 und F.3 wiedergegeben. Weil die untersuchten Stahlbeton-Tragwände über keine spezielle Bügelbewehrung verfügen, wurde davon ausgegangen, dass die Längsbewehrung beim Abplatzen der Betonüberdeckung ausknickt und als Folge davon bei der nächsten Zugbeanspruchung versagt. Das Abplatzen der Betonüberdeckung tritt im hier verwendeten Modell bei der Betonstauchung auf, die gleich 1.6 mal der Betonstauchung bei maximaler Betonspannung ist. Dieser Wert wurde ermittelt, indem verschiedene Laborversuche ausgewertet wurden (siehe Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente" und Anhang G, "Schäden und Grenzzustände von Tragwerks-Elementen", Abschnitt G.2.1).

## Grenzzustands-Kriterien

Die für diese Arbeit festgelegten Grenzzustands-Kriterien wurden aufgrund von mehreren Quellen erarbeitet und in Tabelle 4.4 zusammengestellt. Die Bedeutung der Symbole ist aus den Figuren 4.7, G.2 oder 4.8 ersichtlich. Die Quellen, auf die sich die Wahl der Grenzzustands-Kriterien abstützt, sind im Anhang G, "Schäden und Grenzzustände von Tragwerks-Elementen", zusammengestellt.

In Anlehnung an die Richtlinien FEMA-273 wird der Grenzzustand "Reparaturgrenze" mit der Abkürzung <S-1> bezeichnet und der Grenzzustand "Erdbebenkapazität" mit <S-5>. Dazwischen liegt der Grenzzustand "Abbruchgrenze" <S-3>. Dieser wird primär als zusätzlicher Indikator für den Vergleich der nicht-linear statischen Berechnungen mit den nicht-linear dynamischen Zeitverlaufs-Berechnungen benützt.

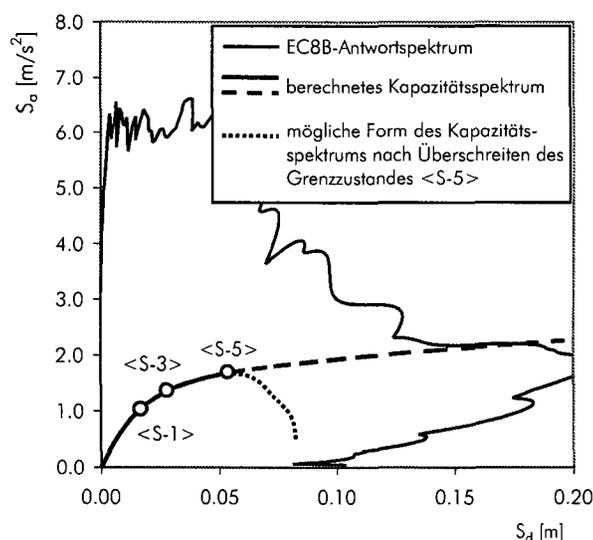
Tragwerks-Element	Reparaturgrenze <S-1>	Abbruchgrenze <S-3>	Erdbebenkapazität <S-5>
Tragwände mit Biegemechanismus	$\phi_y$	$0.67 \cdot \phi_u + 0.33 \cdot \phi_y$	$\phi_u$
Tragwände mit Schubmechanismus	$\gamma/2$	$\gamma_y$	$\gamma_u$
Stahlbeton-Stützen	$2 \cdot \phi_y$	$0.67 \cdot \phi_u + 0.33 \cdot \phi_y$	$\phi_u$
Gedrungene, unbewehrte Mauerwerkswände	Stockwerks- Verschiebung = 0.15%	Stockwerks- Verschiebung = 0.25%	Stockwerks- Verschiebung = 0.50%

Tabelle 4.4: Gewählte Grenzzustands-Kriterien für die Beurteilung des Tragwerk-Verhaltens in nicht-linearen Berechnungen (Symbole siehe Figur 4.8, G.2 oder 4.7).

## Beurteilung und Interpretation

Im Vergleich mit den Gebrauchstauglichkeits-Kriterien für Stahlbeton-Tragwände, die [Dazio et al. 2000] benützen (Betonstauchung von 0.4% bzw. Stahldehnung von 1.5%), ist das hier gewählte Kriterium der Reparaturgrenze <S-1> strenger. Die konstruktive Ausführung der untersuchten, bestehenden Stahlbeton-Tragwerke ist weniger geeignet, grosse Verformungen aufzunehmen, als die auf Erdbeben bemessenen Tragwände; insbesondere ist der Abstand der Bügel bzw. der Horizontalbewehrung wesentlich grösser. Es werden sich deshalb eher eine geringere Anzahl Risse bilden. Somit wird die Weite des einzelnen Risses entsprechend grösser. Es ist deshalb plausibel, ein Gebrauchstauglichkeits-Kriterium zu wählen, das strenger ist.

Das gewählte Erdbebenkapazitäts-Kriterium <S-5> entspricht etwa den Verformungen, die in den Versuchen von [Dazio et al. 1999; Lestuzzi et al. 1999] erzielt wurden (Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente"). Überschreitet die Verformung eines primären Tragwerks-Elementes den Grenzzustand <S-5> (Erdbebenkapazität), so gilt dieser für das ganze Tragwerk. Das mit Idarc2d berechnete Kapazitätsspektrum wird als gültig betrachtet bis zum Erreichen des Grenzzustandes <S-5> (Figur 4.12).



Figur 4.12: Das berechnete Kapazitätsspektrum ist nur bis zum Grenzzustand Erdbebenkapazität <S-5> gültig.

## 4.3 Gebäude-Berechnungen

### 4.3.1 Grundlagen und Auswertung der Gebäude-Berechnungen

#### Modell-Bildung

Ein Modell für alle  
Berechnungs-Verfahren

Die nachfolgend beschriebenen Berechnungen dienen in erster Linie dem Vergleich der Berechnungs-Verfahren, weshalb für jedes Gebäude nur ein Modell erstellt wurde. Vom Beispielgebäude VID wurden mehrere Modell-Varianten erstellt, die virtuelle Gebäude darstellen. Zwei Modell-Varianten wurden mit allen Verfahren berechnet.

Tragwerk-Modellierung

Die Modelle sind zweidimensional und bilden das Tragwerk in der Richtung des Gebäudes mit dem kleineren seitlichen Widerstand ab. Es werden grundsätzlich alle seitlich aussteifenden Tragwerks-Elemente abgebildet.

Das Gebäude VID wurde stark vereinfacht modelliert, damit das Verhalten eines typischen Tragwand-Gebäudes aufgezeigt werden kann. Die Gebäude CED, PMS und KJA wurden detailliert modelliert. Indessen ist beim Gebäude PMS die Einschränkung zu machen, dass der Kern stark vereinfacht abgebildet wurde. Es wird vermutet, dass der Biege- und Torsionswiderstand des Kerns grösser ist als im Modell wiedergegeben. Beim Gebäude CED wurde eine wahrscheinliche Wechselwirkung zwischen den beiden Trakten vernachlässigt. Das Gebäude KJA schliesslich weist parallel zur Modellebene drei Ebenen mit Tragwänden auf. Die Tragwände in der mittleren Ebene weisen einen deutlich geringeren Widerstand auf als die Wände in den anderen beiden Ebenen. Im Tragwerks-Modell werden diese schwächeren Wände nicht abgebildet. Ausserdem weist dieses Gebäude im Erdgeschoss eine bedeutende Exzentrizität auf zwischen dem

Tragwerks-Elemente	<p>Massenschwerpunkt und dem Steifigkeits-Zentrum, aber keine Tragwerks-Elemente, die die Torsionsbeanspruchung problemlos abtragen könnten (Figur 3.9). Diese Torsionsbeanspruchung wird rechnerisch nicht berücksichtigt.</p> <p>Die Kraft-Verformungs-Beziehungen der Makro-Elemente (Umhüllende) wurden mit dem Fibermodell und gemäss den Kalibrations-Ergebnissen bestimmt. Wo spezielle Querschnitte vorlagen wurden die <i>mechanischen Eigenschaften</i> der Tragwerks-Elemente ausserhalb des Programms Idarc2d berechnet und anschliessend ins Modell eingeführt.</p> <p>Die Eigenschaften der Tragwerks-Elemente wurden – um ein möglichst realistisches Erdbeben-Verhalten zu berechnen – mit den Erwartungswerten der Material-Eigenschaften und dem geometrischen Querschnitt berechnet, um so das mittlere Verhalten der Tragwerks-Elemente zu ermitteln. Die Kalibration der Tragwerks-Elemente zielte ebenfalls darauf ab, das "wahre" Verhalten abzubilden (siehe Abschnitte 4.2.2, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente" und 4.2.3, "Grenzzustands-Kriterien").</p>
Nichtlinearität und Inelastizität	<p>Für die Berechnungen der Beispielgebäude werden lediglich Nichtlinearitäten berücksichtigt, die durch nicht-lineares Material-Verhalten verursacht werden. Im Programm Idarc2d wird das nicht-lineare Material-Verhalten von Stahlbeton-Elementen unter Biegung berücksichtigt bzw. bei Wand-Elementen unter Biegung und Schub. Geometrische Nichtlinearitäten wurden nicht berücksichtigt. P-<math>\Delta</math>-Effekte wurden nicht in die Berechnung einbezogen, weil sie bei Tragwänden keinen bedeutenden Einfluss haben, wie eine kurze Abschätzung an einem Beispiel ergeben hat. Das Biege- oder Schub-Verhalten wird dann inelastisch (hysteretisch), wenn der Widerstand bei Beginn der Rissbildung (Figur G.2) überschritten wurde.</p>

### **Torsion**

Sämtliche Berechnungen basieren auf zweidimensionalen Modellen. Bei drei Gebäuden (VID, CED, PMS) werden sich im Ereignisfalle nur unbedeutende Torsions-Schwingungen einstellen, denn in der Richtung quer zur Modellebene steifen starke Tragwände die Gebäude aus. Das Gebäude KJA hingegen weist im Erdgeschoss einen grossen Abstand auf zwischen der Kraft-Resultierenden und dem Steifigkeits-Zentrum. Dennoch wurde auch dieses Gebäude berechnet, ohne die Torsionswirkung zu berücksichtigen. Dies geschah in der Absicht, die Anzahl der zu untersuchenden Aspekte zu begrenzen. In der Literatur können Hinweise gefunden werden, um wieviel die Decken-Verschiebungen vergrössert werden müssen, um die Torsionswirkung abzudecken (z.B. [Cosenza et al. 2000]).

### **Querschnitts-Eigenschaften**

Zur Bestimmung der Material-Eigenschaften wurden die Erkenntnisse über die Baumaterialien der 50er und 60er Jahre benützt (siehe Anhang E, "Stahlbetonbau in den 50er und 60er Jahren"). Die Gebäude PMS, CED, KJA wurden alle mit Caron-Stahl bewehrt. Die Beton-Eigenschaften wurden nur am Gebäude CED untersucht.

Daher wurden für diese Gebäude die gleichen Material-Eigenschaften angenommen (Tabelle 4.5). Im Sinne der Kalibration des Fibermodells in Idarc2d, Version 561ida302 wurden die für die Berechnung der Querschnitts-Eigenschaften verwendeten Material-Eigenschaften angepasst (Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente", Tabelle F.4). Die geometrischen Querschnittsdaten wurden so in die Idarc2d-Berechnung eingegeben, wie sie auf den Ausführungs-Plänen angegeben waren. Ausführliche Angaben zu den gewählten Eingabedaten sind im Anhang H, "Nicht-lineare Berechnungen von Beispielgebäuden", enthalten.

#### Beton-Eigenschaften

Währenddem die Streckgrenze der Bewehrung auf recht zuverlässige Weise bestimmt werden konnte, stützt sich die Festlegung der Beton-Druckfestigkeit auf nur zwei Tests an einem einzigen Gebäude und auf die bekannte Tatsache, dass alter Beton im allgemeinen eine hohe Festigkeit aufweist. Gemäss Norm SIA 162, Ausgabe 1956, hat die mittlere Würfeldruckfestigkeit eines normalen Betons  $22 \text{ kg/cm}^2$  ( $\approx 22 \text{ MPa}$ ) zu betragen. Indessen wurde für die Gebäude-Berechnung eine Würfelfestigkeit von  $42 \text{ MPa}$  oder rund das Doppelte eingesetzt. Dieser Wert wird bei altem Beton oft erreicht bzw. überschritten.

Gebäude	Streckgrenze des Bewehrungsstahls [MPa]		Druckfestigkeit des Betons [MPa]	
	vermuteter Wert $f_{y,ef}$	Eingabe-Wert für Idarc2d FS	vermutete Würfel-Druckfestigkeit $f_{cw,m}$	Eingabe-Wert für Idarc2d FC (Zylinder)
VID	530	578	48	36.5
PMS, CED, KJA	450	510	42	32

Tabelle 4.5: Material-Festigkeitswerte zur Berechnung der Querschnitts-Eigenschaften mit Idarc2d, Version 561ida302.

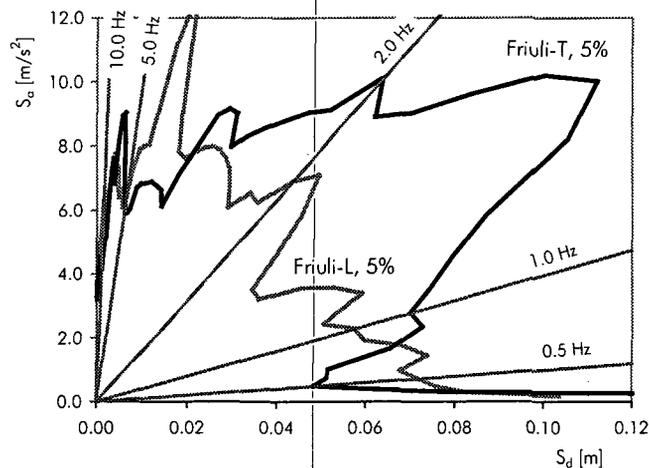
### Erdbeben-Einwirkungen

#### "Normenbeben" EC8B

Jedes Modell wurde unter drei verschiedenen Erdbeben-Einwirkungen berechnet. Von den drei Beschleunigungs-Zeitverläufen ist einer ein künstlich generierter Zeitverlauf, dessen Antwortspektrum ungefähr dem Antwortspektrum des [ENV 1998-1 1996] für die Bodenklasse B entspricht. Dieser Zeitverlauf wird als EC8B-Beben bezeichnet. Dieser Zeitverlauf wurde mit verschiedenen Skalierungen verwendet. Der ursprüngliche Zeitverlauf wurde der Arbeit von [Lestuzzi 1999] entnommen. Dessen Antwortspektren im ADRS-Format sind in mehreren Figuren enthalten (Figur B.4, 4.15 und andere).

#### Friaul-Erdbeben

Die anderen zwei Zeitverläufe sind die beim Friaul-Erdbeben vom Mai 1976 an der Station Tolmezzo gemessenen Beschleunigungs-Zeitverläufe in transversaler (Friuli-T) und in longitudinaler Richtung (Friuli-L). Es handelt sich bei diesen Erdbeben-Aufzeichnungen um die Zeitverläufe, die die grösste, im Alpenraum registrierte Erdbeben-Intensität wiedergeben. Die Antwortspektren sind in Figur 4.13 im ADRS-Format dargestellt. Weitere Angaben finden sich im Anhang B, "Erdbeben-Gefährdung der Schweiz".



Figur 4.13: Antwortspektren der Erdbebenzeitverläufe Friuli-T und Friuli-L mit 5% Dämpfung im ADRS-Format.

### Nicht-linear statische Berechnungen

Im Bedarfsfalle geht den nicht-linearen Erdbeben-Berechnungen eine statisch nicht-lineare Berechnung des Tragwerks unter Schwerelasten voraus. Dies ist der Fall beim Gebäude CED, wo in zwei Stockwerken Stützenlasten von Balken getragen werden.

Das Kapazitätsspektrum-Verfahren wird so durchgeführt, wie es in Abschnitt 4.1.3, "Vorschlag für das Kapazitätsspektrum-Verfahren bei Gebäuden mit Tragwänden", erläutert ist. Das heisst, es werden zwei push over Analysen durchgeführt. Die Verteilung der Kräfte auf die Stockwerke erfolgt nach Massgabe der 1. und in der zweiten push over Analyse auch der 2. Eigenform (siehe Figur 4.3). Die Eigenformen werden am ursprünglich linear-elastischen Modell berechnet. Die Kräfte-Verteilung über die Stockwerke bleibt während den push over Analysen gleich, dh. alle Deckenkräfte wachsen proportional mit der Summe der Schubkräfte an. Das Anwachsen der Deckenkräfte erfolgt in rund 100 bis 300 Lastinkrementen.

Wo asymmetrische Querschnitts-Eigenschaften es erforderlich machten, wurde die push over Analyse in beiden horizontalen Richtungen der Modellebene durchgeführt, um das Verhalten in den beiden Richtungen zu untersuchen.

### Nicht-linear dynamische Zeitverlaufs-Berechnungen

Die Zeitverlaufs-Berechnungen basieren auf der Integration des nicht-linearen, hysteretischen Verhaltens der Tragwerks-Elemente (wogegen in den push over Analysen im allgemeinen nur die Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehungen benützt wird).

Die Stützwerte der Erdbeben-Zeitverläufe sind in einem Abstand von 0.005 Sekunden gegeben. Die Zeit-Inkrementen der Berechnungen betragen zwischen 0.001 und 0.0001 Sekunden.

Dämpfung

Die Dämpfung wurde als massenproportionale Dämpfung von 1% gewählt. Dies bedeutet, dass die erste Eigenform mit 1% gedämpft wird und die höheren Eigenformen in geringerem Masse. Die Dämpfung des Tragwerkmodelles setzt sich somit aus rund 1% viskoser Dämpfung und einem (im allgemeinen viel grösseren Anteil) hysteretischer Dämpfung zusammen.

### Vergleich der Berechnungen

Testen des Kapazitätsspektrum-Verfahrens

Um das Kapazitätsspektrum-Verfahren zu testen werden die Ergebnisse dieses approximativen Verfahrens für verschiedene Beispielgebäude mit den Ergebnissen der nicht-linear dynamischen Zeitverlaufs-Berechnungen verglichen. Die Vergleiche sollen dazu beitragen, die im Abschnitt 4.1.2, "Nicht-linear statische Verfahren und Tragwände?", aufgeworfenen Fragen zu beantworten. Wie bereits in jenem Abschnitt erläutert, kann das Kapazitätsspektrum-Verfahren nicht quantitativ beurteilt werden, wenn nur wenige nicht-linear dynamische Berechnungen vorliegen. Für diese Arbeit wird davon ausgegangen, dass einige Berechnungen ausreichen, um Hinweise auf die Qualität des Kapazitätsspektrum-Verfahrens zu geben.

Die Rechen-Resultate und die begleitenden Erläuterungen zu einem Beispiel-Gebäude, dem Gebäude VID sowie die Beurteilung der Resultate findet sich in diesem Kapitel. Eine vollständige Resultatzusammenstellung der Berechnungen aller Beispielgebäude befindet sich im Anhang H, "Nicht-lineare Berechnungen von Beispielgebäuden".

Lineare versus nicht-lineare Berechnungs-Verfahren

Neben dem Vergleich der nicht-linearen Rechen-Verfahren ist auch der Vergleich der nicht-linearen Berechnungen mit den linearen Berechnungen von Interesse. Diese Vergleiche werden in Abschnitt 4.3.3 durchgeführt. Die Erläuterung der Berechnungen befindet sich ebenfalls im Anhang H, "Nicht-lineare Berechnungen von Beispielgebäuden".

## 4.3.2 Beispielgebäude VID

### Modelle

Tragwerksmodell VID

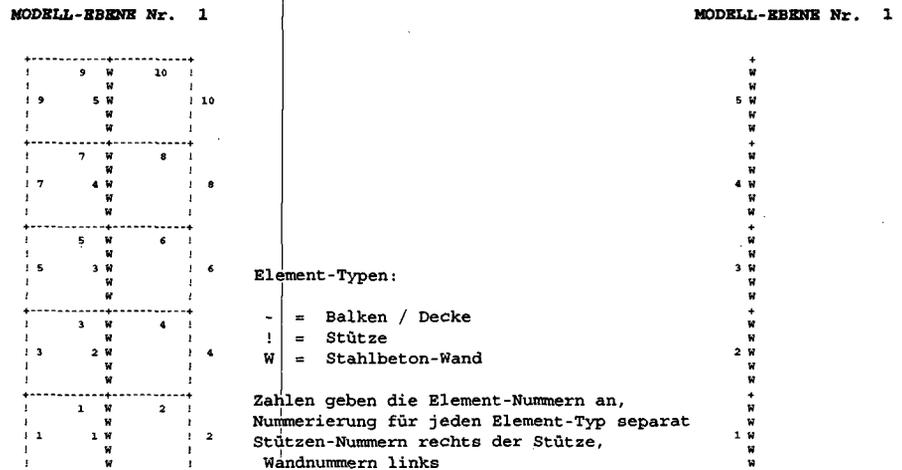
Das Stahlbeton-Skeletttragwerk des Gebäudes VID ist in Kapitel 3 dargestellt. Es weist drei Gruppen von horizontal aussteifenden Tragwänden auf. Weil an diesem Gebäude einige typische Sachverhalte aufgezeigt werden sollen, wird das Gebäude nur teilweise modelliert. So wurden nur der Kern mit den Liftschächten, zwei Reihen Schwerelast-Stützen und die Hälfte der Stockwerksmassen abgebildet (Figur 4.14, links und Figuren 3.1, 3.3). Es wird angenommen, dass der Liftschacht im kastenförmigen Untergeschoss eine steife und starke Einspannung findet.

Modell-Varianten

Um das Verhalten eines typischen Skelett-Tragwerkes mit Tragwänden studieren zu können, wurden vom Modell VID zwei Modellvarianten gebildet. Diese Varianten stellen nicht mehr das Gebäude VID dar, sondern sind Modelle für Gebäude, die dem Gebäude VID ähnlich sind.

	VID	'VID ohne Stützen'	'VID-Schub'
Modell	Tragwand mit Rahmen gebildet aus Stützen und Decken (Figur 4.14, links)	Tragwand ohne Rahmen (Figur 4.14, rechts)	Tragwand mit abgemindertem Schubwiderstand, sonst identisch mit Modell VID
Zweck	Verhalten des Gebäudes VID abschätzen	Einfluss des Rahmens gebildet aus Stützen und Decken	Verhalten eines Gebäudes studieren, dessen Verhältnis von Schub- zu Biege-widerstand am Wandfuss etwa der Bemessung nach SIA 160 entspricht

Tabelle 4.6: Varianten des Modelles VID.



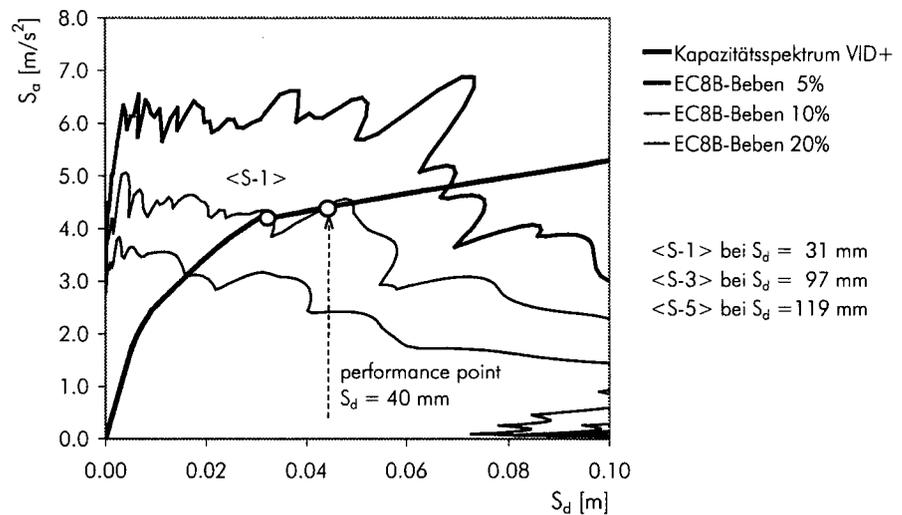
Figur 4.14: Tragwerks-Modelle des Gebäudes VID: Vereinfachendes Modell (VID) zur Erdbeben-Berechnung des Gebäudes (links) und Tragwandmodell ('VID ohne Stützen') für Vergleichsberechnungen (rechts).

**Modell VID**

Kapazitätsspektrum-Verfahren

Das Modell VID wurde mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren für das EC8B-Beben berechnet (Abschnitt 4.1.3, "Vorschlag für das Kapazitätsspektrum-Verfahren für Gebäude mit Tragwänden"). In Figur 4.15 sind die wichtigsten Ergebnisse des Kapazitätsspektrum-Verfahrens abgebildet. Die Figur zeigt, dass die maximale spektrale Verschiebung, die durch den "performance point" angegeben ist,  $S_d = 40$  mm beträgt. Dabei wurde eine vergleichsweise geringe hysteretische Energiedissipation in Rechnung gestellt (Gebäudetyp C nach [ATC-40 1996]). Die push over Analysen in beiden horizontalen Richtungen der Modellebene ergeben ein plastisches Biegeverhalten am Wandfuss. Die Grenzzustände werden bei spektralen Verschiebungen von  $S_d = 31$  mm für den Grenzzustand <S-1> und bei  $S_d = 119$  mm für den Grenzzustand <S-5> erreicht. Damit ist gemäss dem Kapazitätsspektrum-Verfahren für dieses

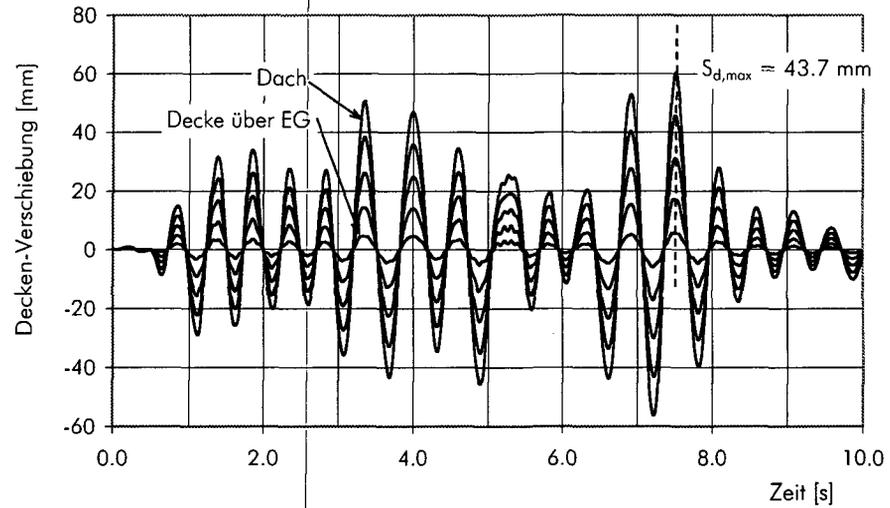
Erdbeben lediglich mit Tragwerks-Reparaturen am Wandfuss zu rechnen. Die übrigen Tragwerks-Elemente bleiben bei diesem Erdbeben weitgehend linear-elastisch.



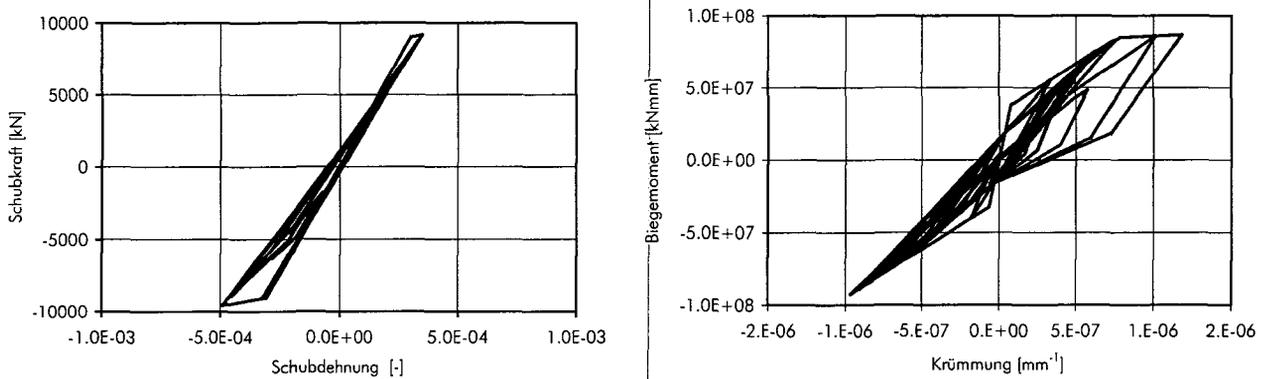
Figur 4.15: Kapazitätsspektrum-Verfahren für das Gebäudemodell VID und das auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierte EC8B-Beben. (Hier ist nur ein Kapazitätsspektrum eingezeichnet, obwohl wegen dem asymmetrischen Querschnitt das Verhalten in beiden Richtungen berechnet wurde; siehe Anhang H, Figur H.2).

Nicht-linear dynamische  
 Zeitverlaufs-Berechnung

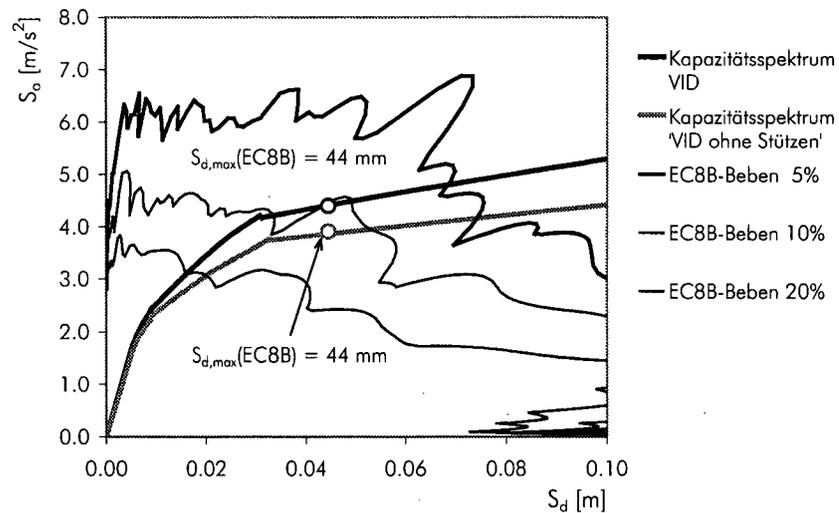
Damit die Ergebnisse des analytisch approximativen Kapazitätsspektrum-Verfahrens mit analytisch genauen Resultaten verglichen werden können, wurden drei nicht-linear dynamische Zeitverlaufs-Berechnungen für die Erdbebenzeitverläufe EC8B, Friuli-T und Friuli-L durchgeführt. Die Ergebnisse der Zeitverlaufs-Berechnung für das Erdbeben EC8B (skaliert auf  $2.6 \text{ m/s}^2$ ) sind in den Figuren 4.16 und 4.17 dargestellt. Die spektrale Verschiebung beträgt maximal  $S_d = 43.7$  mm (Figur 4.16). Die Tragwand hat sich am Wandfuss unter Biegung nicht-linear verhalten und der Grenzzustand <S-1> wird nach 3.3 Sekunden überschritten (Figur 4.17 rechts). Das Schub-Verhalten bleibt weitgehend linear und es bilden sich demgemäss nur schwache Risse (Figur 4.17 links).



Figur 4.16: Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen dynamischen Zeitverlaufs-Berechnung des Modelles VID beim Erdbeben EC8B mit einer maximalen Beschleunigung von  $2.6 \text{ m/s}^2$ .



Figur 4.17: Hysteretisches Verhalten am Wandfuss des Modelles VID während der Zeitverlaufs-Berechnung EC8B ( $2.6 \text{ m/s}^2$ ).

**Modell-Variante 'VID ohne Stützen'**

Figur 4.18: Kapazitätsspektren der Gebäudemodelle 'VID ohne Stützen' und VID.

## Rahmenwirkung

Die Modell-Variante 'VID ohne Stützen' wurde berechnet, um den Einfluss der Rahmenwirkung von Stützen und Decken im Modell VID abschätzen zu können. Die Figur 4.18 zeigt die Kapazitätsspektren der beiden Modelle. Es zeigt sich, dass der seitliche Widerstand im Modell VID etwa zu 10% auf die Rahmenwirkung zurückzuführen ist.

**Modell-Variante 'VID-Schub'**

## Modellbildung

Das Modell 'VID-Schub' ist eine weitere Variante des Modelles VID. Es ist mit dem Modell VID identisch mit Ausnahme des Schubwiderstandes. Dieser wurde um rund 40% reduziert. Er ist damit ungefähr gleich der Schubkraft am Fuss der Tragwand, die bei dreieckiger Verteilung der Trägheitskräfte über die Wandhöhe beim Erreichen des plastischen Momentes am Wandfuss auftritt:  $V = M_{pl}/(0.7 \cdot h)$ .

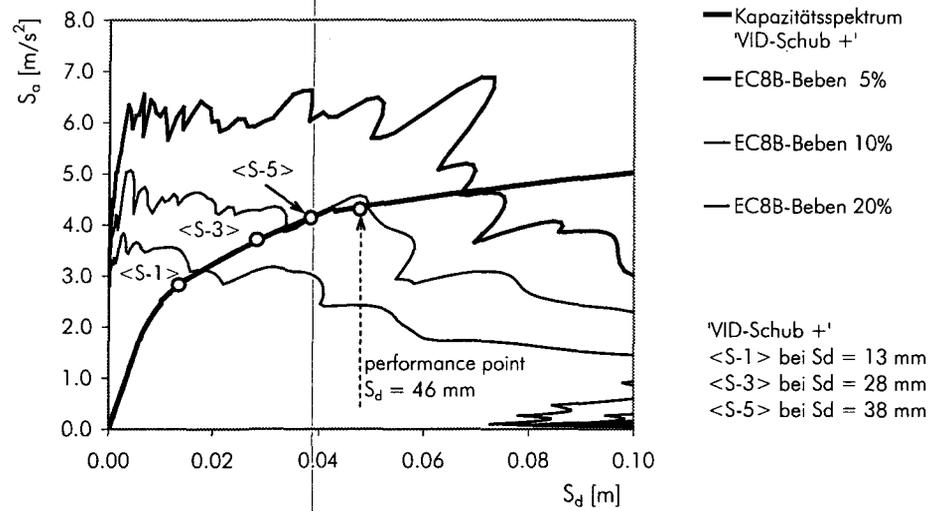
## Kapazitätsspektrum-Verfahren

Das Kapazitätsspektrum-Verfahren ergibt andere Resultate als für das Modell VID. Die geschätzte spektrale Verschiebung beträgt rund  $S_d = 43$  mm (im Vergleich zu 40 mm) und das Kapazitätsspektrum sieht ähnlich aus wie beim Modell VID. Indessen wird für dieses Modell ein Schubmechanismus am Wandfuss berechnet. Beim auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierten Erdbeben EC8B-Beben werden alle drei Grenzzustände überschritten und die Tragsicherheit des Gebäudes ist nicht mehr gewährleistet (Figur 4.19).

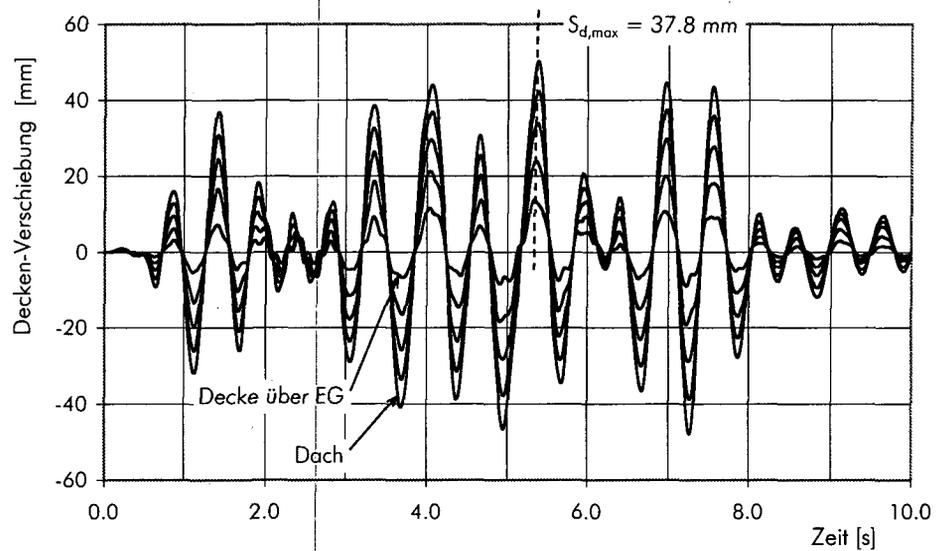
Nicht-linear dynamische  
Zeitverlaufs-Berechnung

Auch in der nicht-linear dynamischen Zeitverlaufs-Berechnung für das Erdbeben EC8B wird ein stark nicht-lineares Schubverhalten festgestellt (Figur 4.21). Die Biegeverformungen bleiben dagegen kleiner als die Verformungen bei Fließbeginn ( $\phi_v$ , Figur 4.7). Die Schubverformungen erreichen 80% des Grenzzustands-Kriteriums  $\langle S-5 \rangle$ . Demgemäss bleibt die Tragsicherheit des Gebäudes bei diesem Erdbeben (knapp)

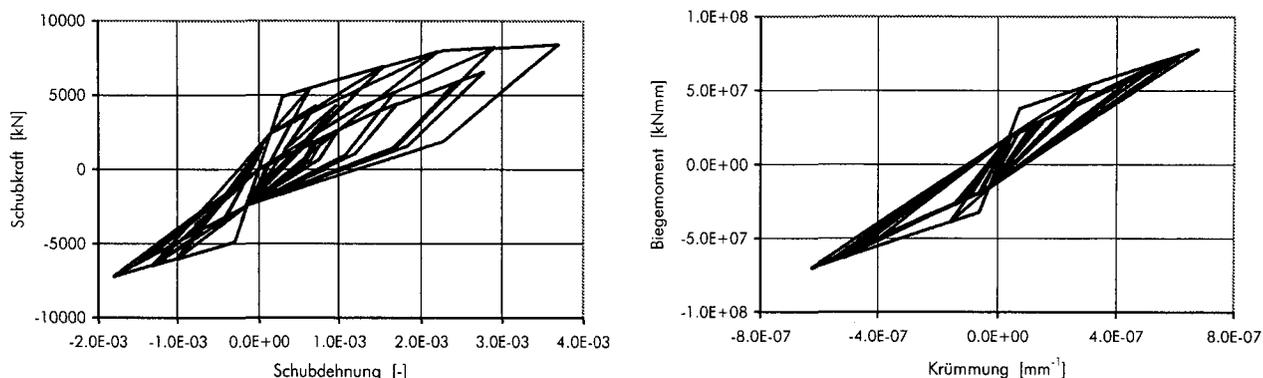
erhalten. Die maximale spektrale Verschiebung  $S_d = 38$  mm bleibt deutlich unter dem mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren geschätzten Wert.



Figur 4.19: Kapazitätsspektrum-Verfahren für das Gebäudemodell 'VID-Schub' und das auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierte EC8B-Beben.



Figur 4.20: Decken-Verschiebungen des Modelles 'VID-Schub' beim Erdbeben EC8B mit einer Maximalbeschleunigung von  $2.6 \text{ m/s}^2$ .



Figur 4.21: Hysteretisches Verhalten am Wandfuss des Modelles 'VID-Schub' während dem Erdbeben EC8B mit einer Maximalbeschleunigung von  $2.6 \text{ m/s}^2$ .

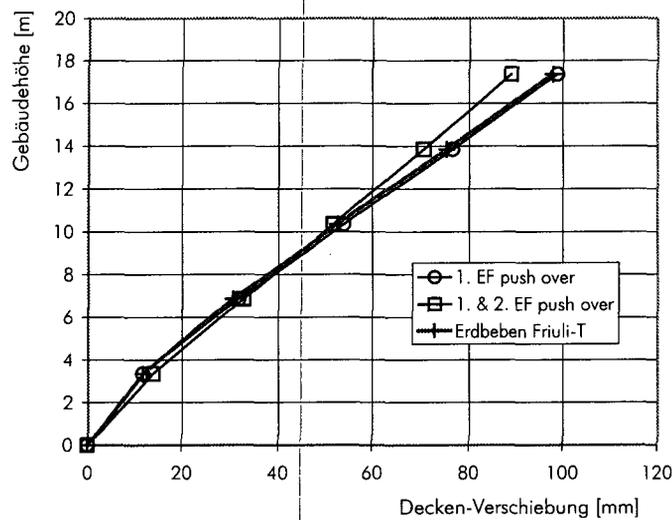
#### Spezifische Vergleiche

Um indessen die Fragen zur Anwendung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens auf Gebäude mit Tragwänden (Abschnitt 4.1.2) diskutieren zu können, werden spezifische Vergleiche angestellt.

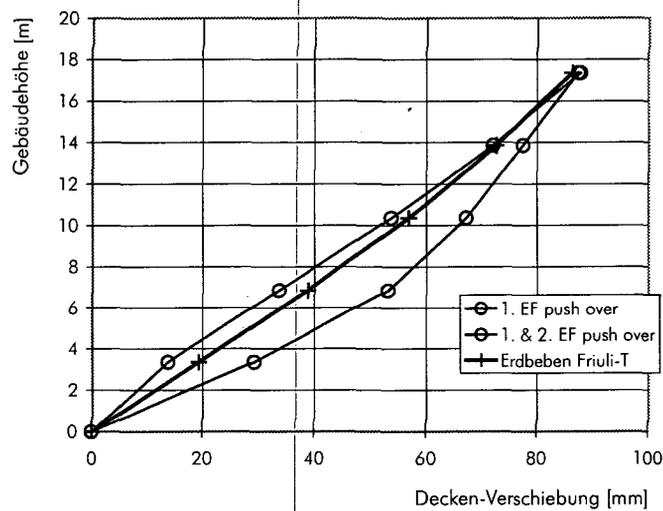
#### Decken-Verschiebungen

Die Decken-Verschiebungen werden in Figur 4.22 verglichen. Es ist einerseits die Umhüllende der Decken-Verschiebungen des Gebäudemodell VID der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung des Bebens Friuli-T gegeben. Andererseits sind die Decken-Verschiebungen dargestellt, die in den push over Analysen berechnet wurden. Die erste push over Analyse wurde bis zur maximalen spektralen Verschiebung durchgeführt, die in der Zeitverlaufs-Berechnung erreicht wurde. Die zweite push over Analyse wurde soweit vorangetrieben, bis die Schubkraft an der Modellbasis derjenigen der ersten push over Analyse entspricht (dh. die Schubkraft in der 2. push over Analyse beträgt das  $(\kappa/v_M = 1.27)$ -fache der Schubkraft in der ersten push over Analyse).

Die Übereinstimmung der Decken-Verschiebungen der beiden Berechnungs-Verfahren wird als gut beurteilt. Während die erste push over Analyse (mit den Deckenkräften der 1. Eigenform) die Decken-Verschiebungen allgemein gut berechnet, ergibt die zweite push over Analyse eine konservativere Schätzung der Verschiebung der Decke über dem Erdgeschoss.



Figur 4.22: Decken-Verschiebungen des Modelles VID in den push over Analysen und maximale Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung des Erdbebens Friuli-T.



Figur 4.23: Decken-Verschiebungen des Modelles 'VID-Schub' in den push over Analysen und maximale Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung für das Erdbeben Friuli-T.

Für die Modell-Variante 'VID-Schub' fällt der Vergleich weniger positiv aus. Es wird zwar in der zweiten push over Analyse der gleiche inelastische Schubmechanismus detektiert, der sich auch in der Zeitverlaufs-Berechnung einstellt. Indessen sind die angezeigten Verschiebungen der zweiten push over Analyse (1.&2. EF push over in Figur 4.23) viel grösser als die Decken-Verschiebungen der Zeitverlaufs-Berechnung. Das kommt daher, dass die zweite push over Analyse bis zum Erreichen einer

bestimmten Schubkraft an der Modellbasis durchgeführt wird und hier der Schubwiderstand der Tragwand überschritten wurde.

Maximale spektrale  
Verschiebungen

Die maximalen spektralen Verschiebungen eines nicht-linearen Einmassenschwingers können im Rahmen eines nicht-linear statischen Verfahrens mit verschiedenen Regeln geschätzt werden. In dieser Arbeit wurden die Regeln der gleichen Arbeit bzw. der gleichen Verschiebungen (Figur 2.4), die von Miranda aufgestellten Regeln ([Miranda et al. 1994], Figur 4.5) und die Prozedur A des [ATC-40 1996] (Figur 2.5) angewendet. Bei der letzteren wurde eine geringe hysteretische Energiedissipations-Kapazität (Gebäudetyp C) angenommen.

Zur Bestimmung der maximalen spektralen Verschiebung  $S_{d,max}$  während der nicht-linear dynamischen Zeitverlaufs-Berechnungen wurde die maximale Dach-Verschiebung  $x_{Dach,max}$  mit den Parametern der ersten Eigenform des anfänglich linearen Tragwerks in eine spektrale Verschiebung umgerechnet:

$$S_{d,max} = \frac{x_{Dach,max}}{PF_1 \cdot \Phi_{Dach,1}} \quad (4.4)$$

$PF_1$  Partizipations-Faktor der ersten Eigenform

$\Phi_{Dach,1}$  modale Verschiebung der ersten Eigenform am Dach

Die maximalen spektralen Verschiebungen  $S_{d,max}$  sind in Tabelle 4.7 zusammengestellt. Die Prozedur A des [ATC-40 1996] erzeugt die besten Schätzungen, wenn die Resultate aller Beispielgebäude berücksichtigt werden.

Modell	Maximale spektrale Verschiebung $S_d$ [mm]			
	Zeitverlaufs-Berechnung EC8B, 2.6 m/s <sup>2</sup>	Prinzip gleicher Arbeit bzw. gleicher Verschiebungen	[Miranda et al. 1994]	ATC-40, Prozedur A, Gebäudetyp C
VID	44	32	31	40
VID "ohne Stützen"	44	36	34	55
'VID-Schub'	38	35	34	46

Tabelle 4.7: Schätzung der maximalen spektralen Verschiebungen mit verschiedenen Regeln für nicht-lineare Einmassenschwinger sowie die maximalen spektralen Verschiebungen, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen erzielt wurden.

Grenzzustände

Mit dem Vergleich der spektralen Verschiebungen beim erstmaligen Auftreten eines Grenzzustandes im Tragwerk wird der Frage nachgegangen, ob die maximalen Verformungen an einem Tragwerks-Element dann auftreten, wenn die Decken-Verschiebungen maximal sind. Für die beiden Modelle VID und 'VID-Schub' sind die für die Grenzzustände massgebenden spektralen Verschiebungen nach dem Kapazitätsspektrum-Verfahren und zufolge den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen in den Tabellen 4.8 und 4.9 zusammengestellt. Für den Grenzzustand <S-1> wird die

Übereinstimmung als recht gut erachtet. Das Kapazitätsspektrum-Verfahren ergibt im grossen und ganzen konservative Schätzungen der spektralen Verschiebung für den Grenzzustand <S-1>.

Berechnungs-Verfahren	Spektrale Verschiebung $S_d$ [mm] beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums		
	<S-1>	<S-3>	<S-5>
Kapazitätsspektrum-Verfahren <sup>(1)</sup>	31	97	119
1. push over Analyse	31 (Wand 1, Biegung)	97 (Wand 1, Biegung)	119 (Wand 1, Biegung)
2. push over Analyse	35 (Wand 1, Biegung)	109 (Wand 1, Biegung)	138 (Wand 1, Schub)
Erdbebenzeitverlaufs-Berechnungen			
Friuli-T (siehe Kapitel 4)	31 (Wand 1, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 71$ mm)	
Friuli-L	32 (Wand 1, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 43$ mm)	
EC8B-Beben, $a_{max} = 2.6$ m/s <sup>2</sup>	34 (Wand 1, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 44$ mm)	

<sup>(1)</sup> Die push over Analysen wurden in beiden Richtungen durchgeführt, weil der Querschnitt asymmetrisch ist (Figur 3.3). Die angegebenen spektralen Verschiebungen sind die kleineren Werte aus den beiden Analysen.

Tabelle 4.8: Spektrale Verschiebungen  $S_d$  des Gebäudemodells VID beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in drei nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen.

Berechnungs-Verfahren	Spektrale Verschiebung $S_d$ [mm] beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums		
	<S-1>	<S-3>	<S-5>
Kapazitätsspektrum-Verfahren <sup>(1)</sup>	13	27	38
1. push over Analyse	27 (Wand 1, Schub)	57 (Wand 2, Schub)	76 (Wand 2, Schub)
2. push over Analyse	13 (Wand 1, Schub)	27 (Wand 1, Schub)	38 (Wand 1, Schub)
Erdbebenzeitverlaufs-Berechnungen			
Friuli-T	19 (Wand 1, Schub)	30 (Wand 1, Schub)	50 (Wand 1, Schub)
Friuli-L	24 (Wand 2, Schub)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 34$ mm)	
EC8B-Beben, $a_{max} = 2.6$ m/s <sup>2</sup>	19 (Wand 1, Schub)	27 (Wand 1, Schub)	nicht aufgetreten; zu 80% erreicht bei $S_d = 34$ mm ( $S_{d,max} = 38$ mm)

<sup>(1)</sup> Die push over Analysen wurden in beiden Richtungen durchgeführt, weil der Querschnitt asymmetrisch ist (Figur 3.3). Die angegebenen spektralen Verschiebungen sind die kleineren Werte aus den beiden Analysen.

Tabelle 4.9: Spektrale Verschiebungen  $S_d$  des Modells 'VID-Schub' beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in drei nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen.

## Maximale Schubkräfte

Tabelle 4.10 gibt die maximalen Schubkräfte an, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen aufgetreten sind, und die Schätzung der maximalen Schubkräfte basierend auf einer push over Analyse mit den Kräften der 1. Eigenform. Die Schätzungen basieren auf der horizontalen Schubkraft am Fuss des Modelles bei Beginn des flachen Bereiches der Kapazitätskurve in der ersten push over Analyse und auf zwei Regeln. Die eine Regel ist in Gleichung 4.1 gegeben. Die andere beruht auf der Arbeit von [Keintzel 1990] (Gleichung 2.5).

Erdbebenzeitverlauf	maximale Schubkraft an der Modellbasis [kN]		
	Nicht-linear dynamische Zeitverlaufs-Berechnung	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und mit CEB-Regel (Gleichung 2.4)	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und der Gleichung 2.5 [ENV 1998-1 1996]
EC8B-Beben, $a_{\max} = 2.6 \text{ m/s}^2$	9'806	11'680 (+19%)	10'180 (+14%)
Friuli-T	11'283	11'680 (+4%)	13'350 (+18%)
Friuli-L	9'506	11'680 (+23%)	13'180 (+39%)

Tabelle 4.10: Maximale Schubkraft an der Basis des Modelles VID in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen und zufolge von Schätzungen der maximalen Schubkraft basierend auf der ersten push over Analyse.

Erdbebenzeitverlauf	maximale Schubkraft an der Modellbasis [kN]		
	Nicht-linear dynamische Zeitverlaufs-Berechnung	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und mit CEB-Regel (Gleichung 2.4)	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und der Gleichung 2.5 [ENV 1998-1 1996]
EC8B-Beben, $a_{\max} = 2.6 \text{ m/s}^2$	8'836	11'810 (+34%)	11'300 (+28%)
Friuli-T	9'377	11'810 (+26%)	12'990 (+39%)
Friuli-L	8'308	11'810 (+46%)	12'570 (+56%)

Tabelle 4.11: Maximale Schubkraft an der Basis des Modelles 'VID-Schub' in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen und zufolge von Schätzungen der maximalen Schubkraft basierend auf der ersten push over Analyse.

### 4.3.3 Lineare Vergleichsberechnungen

Die Gebäude wurden schliesslich mit den linearen Berechnungs-Verfahren analysiert. Das linear statische Berechnungs-Verfahren wurde nach den Regeln der Norm SIA 162 [SIA 162 1993] durchgeführt. Das Antwortspektren-Verfahren, das gleiche Resultate ergibt wie ein linear dynamisches Verfahren, wurde so durchgeführt, wie es die Europäischen Vornormen [ENV 1998-1 1996] vorschreiben. Indessen wurde darauf verzichtet, die Querschnitts-Widerstände nach den Regeln der Europäischen Vornormen zu berechnen, sondern es wurden wie für alle anderen Verfahren auch die Widerstände bei Fließbeginn ( $M_y$ ,  $V_y$ , siehe Figur 4.7) verwendet. Eine ausführlichere Beschreibung der linearen Berechnungen findet sich in Anhang H, "Nicht-lineare Berechnungen von Beispielgebäuden".

Die Berechnungs-Ergebnisse der vier Verfahren wurden benützt, um die maximale Erdbebenstärke (<sup>3</sup>) zu ermitteln, für die das Tragwerk just die Erdbebenkapazität erreicht (Grenzzustand <S-5>). Die Schätzung der maximalen spektralen Verschiebung im Kapazitätsspektrum-Verfahren erfolgte mit der Prozedur A des ATC-40. Das verwendete Erdbeben ist das EC8B-Beben. Die in Tabelle 4.12 zusammengestellten Bodenbeschleunigungen können als grobes Mass für die Erdbeben-Tauglichkeit betrachtet werden. Bei den Resultaten der Zeitverlaufs-Berechnung ist jedoch zu berücksichtigen, dass sie mit "Zufälligkeiten" behaftet sind.

Gebäude	maximale Bodenbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ] beim Beben EC8B			
	Ersatzkraft-Verfahren	Antwortspektren-Verfahren	Kapazitätsspektrum-Verfahren (ATC-40 Prozedur A)	Zeitverlaufs-Berechnung
VID	2.5	2.6	4.1	> 4.5
'VID-Schub'	2.5	2.2	2.3	2.6
CED	0.6	0.9	2.0	≥ 2.6
PMS	1.3	2.0	2.3	2.3
KJA	0.6	1.0	1.4	1.1

Tabelle 4.12: Vergleich der Erdbebenstärke beim Grenzzustand der Erdbebenkapazität gemäss verschiedenen Berechnungs-Verfahren.

Vergleich

Es ist bemerkenswert, dass beim Modell 'VID-Schub' alle Berechnungs-Verfahren etwa die gleiche Erdbebenstärke beim Erreichen des Grenzzustandes der Erdbebenkapazität ergeben. Beim Modell VID ist dies nicht der Fall, denn die vergleichsweise grosse globale Duktilität, die mit dem Biegemechanismus einhergeht, wird mit den linearen Verfahren nicht in Rechnung gestellt. Auch bei anderen Beispielgebäuden wird die

<sup>3</sup> Es wird hier vorausgesetzt, dass die "Erdbebenstärke" mit einer wirksamen horizontalen Bodenbeschleunigung (siehe Figur B.2) sowie der Form eines bestimmten Antwortspektrums beschrieben werden kann. Hier wurde die Form des Antwortspektrums der Europäischen Vornorm [ENV 1998-1 1996] verwendet.

globale Duktilität mit den linearen Verfahren schlecht geschätzt. Der Unterschied zwischen den linear statischen und den linear dynamischen Berechnungen ergibt sich durch unterschiedlich grosse schwingende Massen, ungleiche pauschale Abminderungen der linearen Schnittkräfte und durch ungleich grosse Umverteilungen der Schnittkräfte.

#### 4.3.4 Beurteilung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens

Berechnung der globalen  
Duktilität

An den Beispielen VID und 'VID-Schub' wurde bestätigt, dass für das Erdbeben-Verhalten die Art des inelastischen Mechanismus entscheidend ist. Das Erdbeben-Verhalten ist wesentlich günstiger, wenn sich in der oder den Tragwänden ein duktiler Biegemechanismus ausbildet.

Mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren, so wie es in Abschnitt 4.1.3, "Vorschlag für das Kapazitätsspektrum-Verfahren bei Gebäuden mit Stahlbeton-Tragwänden" beschrieben wurde, gelang es in fast allen Beispielen, den gleichen inelastischen Mechanismus (Biegung oder Schub) an der Stelle zu berechnen, der auch in den nicht-linear dynamischen "Referenz"-Berechnungen ermittelt wurde. Das Kapazitätsspektrum-Verfahren hat es erlaubt, die globale Duktilität des Tragwerks zuverlässig zu berechnen. Zwei Ausnahmen wurden festgestellt und werden weiter unten diskutiert.

Verschiebungen

Die Berechnungen haben ergeben, dass mit der Prozedur A des [ATC-40 1996] für den Gebäudetyp C (geringe Energiedissipations-Kapazität) die besten Schätzungen der maximalen spektralen Verschiebung erzielt werden. Für das Erdbeben EC8B wurden die spektralen Verschiebungen im Mittel mit einer Abweichung von rund 5% und einem Variationskoeffizienten von 15% berechnet. Das implementierte hysteretische Modell stimmt offenbar gut mit der Energiedissipation überein, die zufolge dem ATC-40 erwartet wird.

Bei gleicher spektraler Verschiebung stimmen zudem die Decken-Verschiebungen des Kapazitätsspektrum-Verfahrens gut mit der Umhüllenden der Decken-Verschiebungen in den Zeitverlaufs-Berechnungen überein. Voraussetzung ist, dass sich ein Biegemechanismus am Wandfuss ausbildet. Dann sind die Decken-Verschiebungen infolge höheren Eigenformen vernachlässigbar klein. Wenn sich in der oder den Tragwänden ein Schubmechanismus ausbildet, so fällt die Schätzung der Decken-Verschiebungen unter Umständen schlechter aus (siehe z.B. Figur 4.23).

Element-Verformungen

Die Grenzzustände der Tragwerks-Elemente und damit deren Verformungen werden vom Kapazitätsspektrum-Verfahren im grossen und ganzen konservativ geschätzt. Daraus kann auch geschlossen werden, dass die maximalen Element-Verformungen dann auftreten, wenn die Decken-Verschiebungen maximal sind. Es wurden jedoch zwei Ausnahmen beobachtet (Tabellen H.11 und H.14, je in der untersten Zeile). Es handelt sich um die gleichen Berechnungen, in denen bereits die globale Duktilität nicht zuverlässig ermittelt wurde.

Schubkräfte

In diesen zwei Fällen wurde jeweils ein Schub-Versagen nach mehreren Beanspruchungs-Zyklen während sehr starken Erdbeben festgestellt. In den Zeitverlaufs-Berechnungen

nungen für die weniger starken Erdbeben hingegen wurde kein Schubmechanismus berechnet sondern es waren andere Mechanismen massgebend, die mit den Mechanismen übereinstimmten, die vom Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet wurden. Wie ist das zu verstehen ?

In beiden Berechnungen zeigte es sich, dass die Schubkräfte am Fuss einer Tragwand infolge höheren Eigenformen und infolge nicht-harmonischer Anteile mit zunehmender Erdbebenstärke anteilmässig grösser werden. Während die Schubkräfte, die durch die erste Eigenform auftreten, durch den Biege- und Schubwiderstand begrenzt werden, ist dies für die anderen Eigenformen nicht der Fall (vergleiche Abschnitt 2.3.2, "Dynamisches Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden"). Der wachsende Anteil der höheren Eigenformen an den Schubkräften am Wandfuss wird z.B. im Ansatz von [Keintzel 1990] erfasst. (Siehe Gleichung 4.5, die Gleichung 2.5 in abgeänderter Form wiedergibt; die Bedeutung der Symbole ist gleich wie bei Gleichung 2.5.)

$$V_{sd} = \varepsilon \cdot V'_{sd}$$

$$\varepsilon = \left\{ 1^2 + \left[ 0.32 \cdot q \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right]^2 \right\}^{0.5} \quad (4.5)$$

Wenn die Erdbeben-Beschleunigungen zunehmen und der Tragwerks-Widerstand konstant bleibt, dann wächst das Verhältnis  $S_{el}/S_y = q$ . Mit dem Verhaltensbeiwert  $q$  wächst auch der Faktor  $\varepsilon$ , der gleich dem Verhältnis der totalen Schubkräfte zu den Schubkräften infolge der ersten Eigenform ( $V'_{sd}$ ) bzw. dem Biege- und Schubwiderstand am Wandfuss ist.

Aus der Studie von [Keintzel 1994] ist zu folgern, und die hier berechneten Beispiele stimmen darin überein, dass der inelastische Mechanismus, der sich an einer Tragwand ausbildet, je nach Erdbebenstärke nicht immer der gleiche ist.

Gemäss Gleichung 4.1, mit welcher die Deckenkräfte für die zweite push over Analyse des Kapazitätsspektrum-Verfahrens berechnet werden, bleibt der Anteil der höheren Eigenformen an der gesamten Schubkraft gleich gross. Ein Verbesserungs-Vorschlag ist, im Kapazitätsspektrum-Verfahren die Gleichung 4.5 zu benutzen. Dies hat zur Folge, dass in der zweiten push over Analyse die Verteilung der Deckenkräfte in jedem Schritt neu berechnet werden muss.

Dann wird hier nochmals angemerkt, dass eine Tragwand bei gleichzeitiger Schub- und Biege-Beanspruchung in einer Weise versagen kann, die mit den hier verwendeten Makromodellen nur grob beschrieben werden können.

Wie bereits oben festgestellt wurde, können die Schätzungen der Decken-Verschiebungen schlecht ausfallen, wenn eine den horizontalen Widerstand dominierende Tragwand unter Schub versagt. Dann ist die Gebäude-Verschiebung nicht der beste Parameter zur Beurteilung des Verhaltens. Eine Lösungsmöglichkeit könnte lauten, Tragwerke, die wahrscheinlich einen Schubmechanismus entwickeln, mit kraft-basierten Grössen zu berechnen. Die Energiedissipations-Kapazität müsste dann geschätzt werden. Beim Beispielgebäude 'VID-Schub' und dem gewählten

Berechnung von Schub-Versagen mit Kraft-Grössen ?

Anwendungsgrenzen des  
Kapazitätsspektrum-  
Verfahrens

hysteretischen Verhalten ist die Energiedissipations-Kapazität bis zum Erreichen des Grenzzustandes der Erdbebenkapazität  $\langle S-5 \rangle$  etwa so gross, dass linear berechnete Kräfte mit einem Faktor von etwa 2 abgemindert werden können.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass bei keinem der berechneten Gebäude die Anwendungs-Grenzen des Kapazitätsspektrum-Verfahrens überschritten wurden. Das Verfahren wird als zuverlässig beurteilt, mit dem Vorbehalt, dass die nicht-duktilen Schubversagen nicht immer detektiert wurden. Dieser Mangel sollte mit dem oben beschriebenen Verbesserungs-Vorschlag behoben werden können.

Die Genauigkeit des Kapazitätsspektrum-Verfahrens übertrifft jene der linearen Berechnungen deutlich. Indessen kann die mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren erreichte Genauigkeit nicht quantifiziert werden, weil gar keine ausreichende Vergleichsbasis vorhanden ist. Wegen der geringen Zahl der durchgeführten nicht-linear dynamischen Zeitverlaufs-Berechnungen können diese nur als Anhaltspunkte dienen.

### 4.3.5 Vereinfachte Berechnung von Tragwerken mit Tragwänden

Motivation

Das Interesse an detaillierten und damit auch aufwendigen Berechnungs-Verfahren ist in der Ingenieur-Praxis begrenzt. Einige der Gründe sind:

- andere Grössen als das Gebäude-Verhalten spielen bei der Überprüfung eine Rolle (Seismizität und Verhalten des lokalen Baugrundes schlecht bekannt, Schäden am Gebäude-Inhalt nur schwierig bestimmbar, Wille des Bauherrn etc.)
- oft wird das Verformungs-Verhalten der Tragwerks-Elemente unter Annahme von Voraussetzungen bestimmt, von denen nicht bekannt ist, ob sie zutreffend sind
- Rechenprogramme für nicht-lineare Berechnungen sind teuer in der Anschaffung und der Anwendung. Viele Ingenieure sind wenig mit diesen Berechnungen vertraut.

Vereinfachtes  
Berechnungs-Verfahren

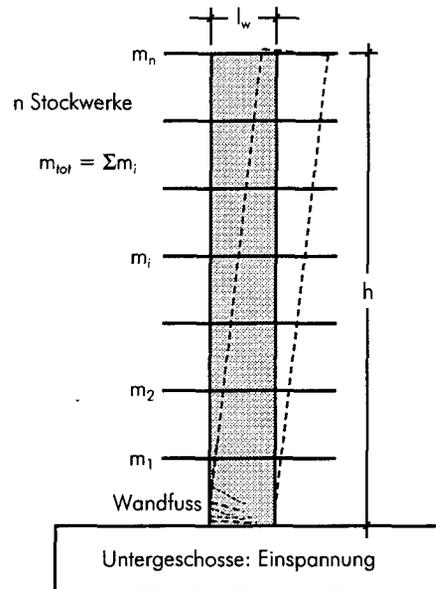
Es ist in der Ingenieur-Praxis oft hilfreich, wenn mit einem einfachen Verfahren eine zuverlässige Schätzung durchgeführt werden kann. Aufgrund der Überlegungen zu nicht-linear statischen Berechnungs-Verfahren wird hier ein vereinfachtes Berechnungs-Verfahren hergeleitet.

Dessen Anwendung beschränkt sich auf Gebäude, die hauptsächlich durch Stahlbeton-Tragwände horizontal ausgesteift sind. Und es kann nur die Tragsicherheit untersucht werden. Dies ist jedoch in vielen Fällen ausreichend, insbesondere in Gebieten mit niedriger bis mittlerer Seismizität wie der Schweiz. Das vereinfachte Verfahren kann bei den gleichen Gebäuden angewendet werden wie das Kapazitätsspektrum-Verfahren.

Versagen-Modus

Die Grundlage des vereinfachten Verfahrens ist die Bestimmung des massgebenden Versagens-Modus in der Tragwand. Wenn ein Schubversagen der Tragwand zu befürchten ist, so kann ein auf Kräften basierendes Berechnungs-Verfahren benützt werden. In solchen Fällen ergibt das Ersatzkraft-Verfahren brauchbare Resultate. Kann

man hingegen davon ausgehen, dass sich ein duktiler Biegemechanismus einstellen wird, so basiert die Berechnung idealerweise auf Verschiebungen bzw. Verformungen. Wie im folgenden gezeigt wird, können für eine Stahlbeton-Tragwand die wichtigsten Größen des Kapazitätsspektrum-Verfahrens zuverlässig geschätzt werden.



Figur 4.24: Schema einer Tragwand, die ein Gebäude horizontal aussteift.

#### Tragwände

Mit dem vereinfachten Verfahren können Gebäude berechnet werden, die zu einem wesentlichen Teil durch eine Stahlbeton-Tragwand horizontal ausgesteift werden. Dessen Querschnitt darf über die Gebäudehöhe keine wesentlichen Änderungen aufweisen. Handelt es sich um eine schlanke Tragwand (Figur 4.24), so wird sich ein inelastischer Mechanismus am Wandfuss ausbilden.

#### Bestimmung des Versagens-Modus

Bei gedrungenen Tragwänden ( $h/l_w \leq 2$ ) wird empfohlen, die Tragwand für ein Schub-Versagen zu berechnen. Ist die Tragwand schlank ( $h/l_w > 2$ ), so kann der massgebende inelastische Mechanismus so bestimmt werden:

$$\text{Schub-Versagen: } V_R \leq V(M_{pl}) \cdot \varepsilon$$

$$\text{Biege-Versagen: } V_R > V(M_{pl}) \cdot \varepsilon \quad (4.6)$$

$V_R$  Schubwiderstand der Tragwand am Fuss der Tragwand, mit aktualisierten Material-Eigenschaften zu berechnen

$$V(M_{pl}) = M_{pl} \cdot \left( \frac{S_{d,1}}{x_{Dach,1}} \cdot h \right)^{-1} \approx \frac{M_{pl}}{0.7 \cdot h} \text{ maximale Schubkraft, die durch die erste}$$

Eigenform entstehen kann

$\varepsilon$  Faktor zur Berücksichtigung der Schubkräfte höherer Eigenformen (vgl. 2.5)

$M_{pl}$  plastisches Biegemoment am Wandfuss, für Überfestigkeit des Bewehrungsstahls zu berechnen

$h$  Höhe der Tragwand

Der Faktor zur Berücksichtigung der Schubkräfte höherer Eigenformen wird als Umformung der Gleichung 2.5 wie folgt berechnet:

$$\varepsilon = \left\{ 1 + \left[ 0.32 \cdot \frac{S_{a,max}}{S_{a,y}} \right]^2 \right\}^{0.5} \quad (4.7)$$

$S_{a,max}$  maximale spektrale Beschleunigung im Antwortspektrum

$S_{a,y} = \frac{V(M_{pl})}{m_{tot} \cdot \alpha_1}$  spektrale Beschleunigung des plastischen Systems

$m_{tot}$  totale Gebäudemasse

$\alpha_1$  Verhältnis der modalen Masse zur totalen Gebäudemasse

Für ein Gebäude mit konstanter Stockwerks-Höhe und  $n$  Stockwerken mit gleicher Stockwerksmasse  $m_i$  kann das Produkt von  $V(M_{pl}) \cdot \varepsilon$  wie folgt berechnet werden:

$$V(M_{pl}) \cdot \varepsilon = \left[ \left( \frac{2n+1}{3n} \right) \cdot \frac{M_{pl}}{h} \right] \cdot \left[ 1 + \left( 0.32 \cdot S_{a,max} \cdot \frac{h \cdot m_{tot} \cdot (n+1)}{M_{pl} \cdot (2n+1)} \right)^2 \right]^{0.5} \quad (4.8)$$

Wie aus Gleichung 4.8 hervorgeht, ist die totale, am Wandfuss wirksame Schubkraft sowohl vom plastischen Biege­widerstand  $M_{pl}$  und von der Erdbeben-Intensität abhängig. Eine bestimmte Tragwand kann also bei verschiedenen Erdbeben-Intensitäten verschiedene Versagens-Modi aufweisen.

Berechnung des nicht-duktilen Verhaltens

Wird nach Gleichung 4.6 auf ein Schub-Versagen geschlossen, so kann die Erdbeben-Einwirkung in Anlehnung an das Ersatzkraft-Verfahren nach [SIA 160 1989] wie folgt berechnet werden:

$$V_E = m_{tot} \cdot S_e(T_1) \cdot \frac{1}{K} = 0.5 \cdot m_{tot} \cdot S_e(T_1) \quad (4.9)$$

$K$  Verformungsbeiwert,  $K = 2$  für Stahlbeton-Tragwände nach [SIA 160 1989]

$S_e(T_1)$  spektrale Beschleunigung des Antwortspektrums bei der ersten Eigenperiode des Tragwerks

Der Tragsicherheits-Nachweis lautet dann  $V_R \geq V_E$ .

Berechnung des duktilen Verhaltens

Wenn sich hingegen ein Biegemechanismus ausbildet, so darf ein duktiles globales Erdbeben-Verhalten erwartet werden. Dadurch erhöht sich die Tragsicherheit wesentlich. Es wird empfohlen, das Erdbeben-Verhalten in Anlehnung an das Kapazitätsspektrum-Verfahren mit Hilfe des ADRS abzuschätzen. Hierzu wird ein bilineares, elasto-plastisches globales Gebäude-Verhalten angenommen, wie es in Figur 4.25 illustriert ist.

Die massgebenden Grössen können wie folgt berechnet werden:

Spektrale Beschleunigung  $S_{a,y}$  des plastischen Systems:

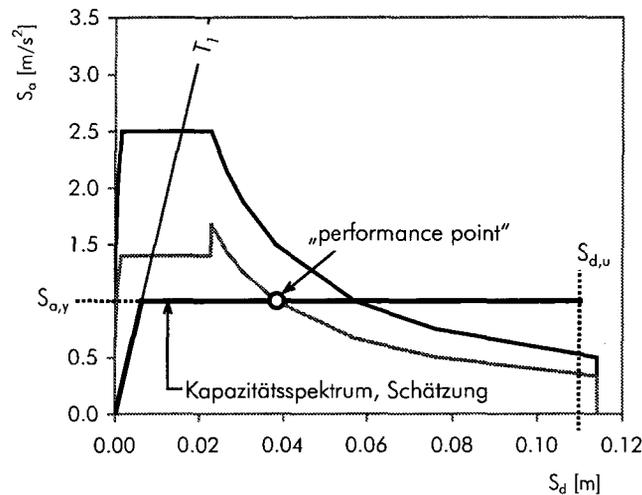
$$S_{a,y} = \frac{V(M_{pl})}{m_{tot} \cdot \alpha_1} \quad (\text{vgl. Gleichung 4.7})$$

Spektrale Verschiebung  $S_{d,u}$  bei Erreichen der Bruch-Krümmung am Wandfuss:

$$S_{d,u} = \frac{S_{d,l}}{x_{\text{Dach},l}} \cdot h \cdot \theta_u \approx 0.7 \cdot h \cdot \theta_u \quad (4.10)$$

$\theta_u$  Bruch-Winkel am Wandfuss, Wert gemäss [FEMA-273 1997a], Tabelle 6.17, Werte meist in Grössenordnung von 0.01 (siehe Tabellen C.2 und C.3)

Die Eigenperiode  $T_1$  kann oft mit Hilfe von Tabellenwerken geschätzt werden.



Figur 4.25: Bestimmung der spektralen Erdbeben-Verschiebung für eine Schätzung des Kapazitätsspektrums mit der Prozedur A des [ATC-40 1996].

#### Gemischte Tragsysteme

Oft wird ein Tragwerk nicht ausschliesslich aus einer oder mehreren gleichen Tragwänden ausgesteift. Vielmehr leisten Rahmen, z.B. aus Stützen und Decken einen nicht vernachlässigbaren Anteil am horizontalen Widerstand. Ihre Verformbarkeit ist in den meisten Fällen wesentlich grösser als diejenige der Tragwände. Dann ist der Anteil der horizontalen Erdbebenkraft zu bestimmen, der durch die Tragwand im linear-elastischen Zustand abgetragen wird. Insbesondere zur Überprüfung des Schubwiderstandes sind die an der Tragwand angreifenden Kräfte auf den oben bestimmten Anteil zu verringern.

#### Resultat-Vergleich

Der Vergleich mit dem vollständig durchgeführten Kapazitätsspektrum-Verfahren und den anderen Berechnungs-Verfahren zeigt, dass dieses vereinfachte Verfahren in der Lage ist, das Erdbeben-Verhalten gut zu schätzen (Tabellen 4.13 und 4.12). Insbesondere fällt auch der Vergleich mit dem Antwortspektren-Verfahren zu Gunsten des vereinfachten Berechnungs-Verfahrens aus.

Gebäude	maximale Bodenbeschleunigung [ $m/s^2$ ] beim Beben EC8B	
	Kapazitätsspektrum-Verfahren (Prozedur A, ATC-40)	vereinfachtes Berechnungsverfahren
VID	4.1	3.5
'VID-Schub'	2.3	2.6
CED	2.0	1.8
PMS	2.3	2.2

Tabelle 4.13: Vergleich der Erdbebenstärke beim Grenzzustand der Erdbebenkapazität zufolge dem Kapazitätsspektrum-Verfahren bzw. dem vereinfachten Berechnungsverfahren.

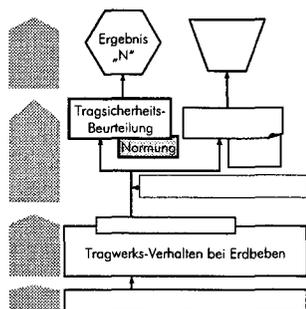


# 5 Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens

In diesem Abschnitt wird die Beurteilung der Erdbeben-Sicherheit von bestehenden Gebäuden anhand von mehreren Kriterien diskutiert. Es werden Zuverlässigkeits-Kriterien und Risiko-Kriterien angewendet. Durch die Anwendung verschiedener Verfahren und Beurteilungs-Kriterien können Schwierigkeiten identifiziert werden. Basierend auf den Beurteilungs-Ergebnissen und der Diskussion der Kriterien werden Empfehlungen für die Wahl der Beurteilungs-Kriterien abgeleitet.

## 5.1 Zuverlässigkeits-Analyse

### 5.1.1 Überprüfung nach den Kriterien der Normen



Wie bereits im ersten Kapitel erläutert wurde, können Beurteilungen anhand von mehreren Kriterien vorgenommen werden. Die Wahl der Beurteilungskriterien ist zentral bei einer Erdbeben-Überprüfung, denn sie beeinflusst das Resultat entscheidend.

In diesem Abschnitt wird eine Beurteilung der Tragsicherheit des Tragwerks durchgeführt. Das heisst, es wird die Zuverlässigkeit, also die Wahrscheinlichkeit ( $1-p$ ), berechnet, mit welcher das Tragwerk unter einer bestimmten (Norm-) Einwirkung nicht versagt (siehe Abschnitt 2.3).

Um eine Überprüfung eines bestehenden Tragwerkes nach Normen vornehmen zu können, ist es sinnvoll, zuerst die Normen bezüglich des fraglichen Tragwerk-Typs zu studieren. Im folgenden wird daher die Erdbebenbemessung eines typischen Tragwand-Gebäudes untersucht, wobei das Gebäude VID als Vorlage dient. Es handelt sich um ein Bürogebäude mit einem Skelett-Tragwerk, das durch Tragwände horizontal ausgesteift ist. Um das grundsätzliche Verhalten eines solches Skelett-Tragwerkes bei Erdbeben zu verstehen, reicht das Modell einer kragarm-förmigen Tragwand aus.

Aufbauend auf den Erkenntnissen zu diesem Tragwand-Modell wird ein Widerstands-Modell hergeleitet, der Erdbebentauglichkeits-Parameter, womit die Tauglichkeit eines Tragwerks gemessen werden kann, einem Erdbeben einer bestimmten Stärke zu widerstehen. Die Berechnung des Erdbebentauglichkeits-Parameters benützt einen Teil des Kapazitätsspektrum-Verfahrens und kann daher nicht auf alle Tragwerke angewendet werden.

## 5.1.2 Aktualisierung des Widerstandes mit deterministischen Ansätzen

### Beschränkte Aktualisierung

Der Tragsicherheits-Nachweis eines bestehenden Tragwerks kann grundsätzlich deterministisch erfolgen. Auf jeden Fall erscheint es als zweckmässig, in einem ersten Schritt auf die im allgemeinen aufwendigere probabilistische Berechnung der Zuverlässigkeit zu verzichten. Eine Anleitung hierzu bietet die Richtlinie SIA 462 [SIA 462 1994a]. Ein grundlegender Schritt der Überprüfung ist die Aktualisierung der Informationen über das Bauwerk. Es sind grundsätzlich sowohl die Einwirkungen als auch der Widerstand zu aktualisieren. Insbesondere bei der Einwirkung Erdbeben macht es Sinn, z.B. den lokalen Baugrund und dessen dynamische Eigenschaften zu untersuchen. Hier wird allerdings darauf verzichtet, die Einwirkungen zu aktualisieren. Sie werden gemäss der "wirksamen" Bodenbeschleunigung  $a_s$  der Norm SIA 160 [SIA 160 1989] und der Form des Antwortspektrums der Europäischen Vornorm ENV 1998-1 [ENV 1998-1 1996] bestimmt.

### Deterministischer Tragsicherheits-Nachweis

Die Aktualisierung des Widerstandes nach der Richtlinie SIA 462 stützt sich auf die Erdbeben-Berechnung der Norm SIA 160 ab. Es ist dann der Widerstand  $R$  des Gebäudes für horizontale Einwirkungen  $Q_{acc}$  (Gleichung 5.1) nachzuweisen, womit es sich um einen Nachweis des Widerstandes in Kraft-Grössen handelt (Notationen siehe [SIA 160 1989], Ziffer 4 19 506).

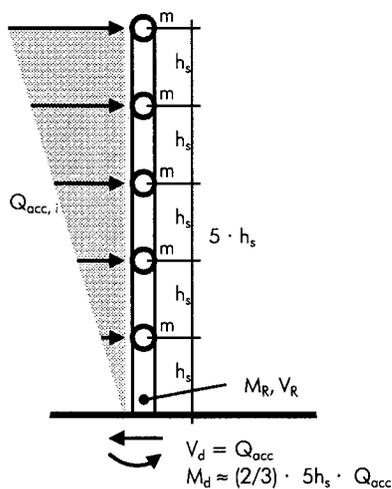
$$\frac{R}{\gamma_R} \geq Q_{acc} = \frac{a_h}{g} \cdot (G_m + \sum \Psi_{acc} \cdot Q_r) \cdot \frac{C_d}{K} \quad (5.1)$$

$Q_{acc}$  Bemessungswert der Erdbeben-Einwirkung

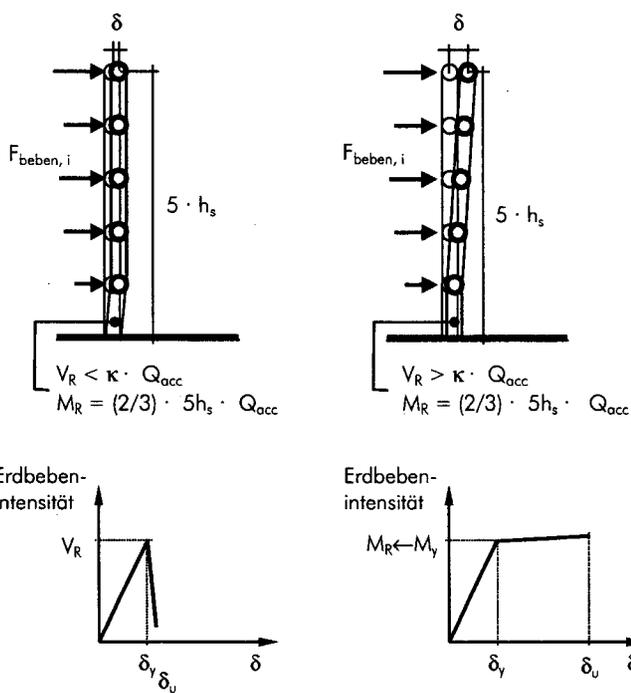
Eine Ergänzung zum Erdbebennachweis nach SIA 160 macht die Richtlinie SIA 462 insofern, als die Angaben für den Verformungsbeiwert  $K$  in Tabelle 33 der Norm SIA 160 als Richtwerte gelten, "wenn keine besonderen Massnahmen zugunsten des Verformungsvermögens getroffen wurden." Weiter: "der Verformungsbeiwert gemäss Norm SIA 160, Tabelle 33, darf angemessen vergrössert werden, wenn das Verformungsvermögen des Tragwerks bis zum Versagen gewährleistet ist und im Versagenszustand grosse plastische Verformungen zugelassen werden." Keine Angaben werden dazu gemacht, wie stark der Verformungsbeiwert angehoben werden kann.

### Welcher Mechanismus ?

Die Erdbebenkräfte sind zufolge dem Ersatzkraft-Verfahren der Norm SIA 160 dreiecksförmig über die Höhe einer kragarm-förmigen Tragwand verteilt, wenn die Stockwerke gleich hoch und die Stockwerksmassen gleich gross sind. Maximale Schnittkräfte ergeben sich am Wandfuss: die Schubkraft beträgt  $V_d = Q_{acc}$  und das Biegemoment ist gleich  $M_d \approx (2/3) \cdot (5h_s) \cdot Q_{acc}$  (Figur 5.1). Wird nun der Abschnitt der Tragwand im Erdgeschoss genau für diese Grössen bemessen, dh. ist  $V_R/\gamma_R = V_d$  und  $M_R/\gamma_R = M_d$ , so muss ein nicht-duktiler Schubmechanismus im Erdgeschoss befürchtet werden (Abschnitt 2.3.2, "Dynamisches Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden") (Figur 5.2, links). Ist hingegen der Schubwiderstand so gross, dass sich ein Biegemechanismus ausbildet ( $V_R \geq \kappa \cdot Q_{acc}$ ), so wird ein duktiler Mechanismus erwartet (Figur 5.2, rechts). Bei konstantem Biege- und Schubwiderstand kann der Schub-Widerstand massgebend sein für ein stark verschiedenes Erdbeben-Verhalten (vgl. Abschnitt 4.3.5).



Figur 5.1: Erdbebenkräfte der Norm SIA 160 auf eine kragarm-förmige Tragwand.



Figur 5.2: Verformungsfähigkeit einer Tragwand, links mit einem (nicht-duktilen) Schubmechanismus und rechts mit einem (duktilen) Biegemechanismus. Die Art des Mechanismus wird von dem Verhältnis zwischen Schubwiderstand und Biege-widerstand bestimmt. Die Bezeichnungen beziehen sich auf die Bemessung nach der Norm SIA 160 bzw. den Abschnitt 2.3.2.

Erhöhung von K bei duktilen Mechanismen

Zufolge den berechneten Beispielgebäuden VID und 'VID-Schub' kann man sagen, dass der Verformungsbeiwert gegenüber den Richtwerten der Norm SIA 160 deutlich erhöht werden darf, wenn sich mit Sicherheit ein Biegemechanismus am Fuss der Tragwand einstellt. (Bei Gebäuden, die bei Erdbeben strenge Gebrauchstauglichkeits-Anforderungen erfüllen müssen, sind diese speziell zu überprüfen.)

### 5.1.3 Erdbebentauglichkeit

Widerstand und Energiedissipations-Kapazität

Wenn mit einem deterministischen Verfahren die Tragsicherheit nicht nachgewiesen werden kann, gelingt dies möglicherweise mit einer probabilistischen Berechnung. In einem konkreten Fall lässt sich vermutlich mit einer Sensitivitäts-Analyse der oder die massgebenden Parameter identifizieren, die im nächsten Schritt probabilistisch zu beschreiben sind. Bei der Erdbeben-Tragsicherheit sind die massgebenden Grössen im allgemeinen der Widerstand gegen horizontale Einwirkungen und die Duktilität bzw. die Energiedissipations-Kapazität, die sich aus der Duktilität berechnen lässt.

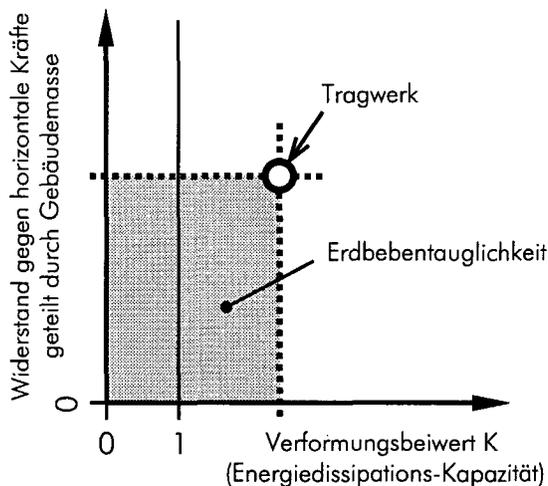
Formuliert man Gleichung 5.1 um, so ergibt sich:

$$\frac{Q_{acc}}{(G_m + \sum \Psi_{acc} \cdot Q_r)} \cdot K \cdot \frac{l}{C_d} \geq \frac{a_h}{g} \quad (5.2)$$

Der Term rechts des Gleichheits-Zeichens ist für eine bestimmte Eigenfrequenz, einen Standort und Widerkehrperiode (bzw. für ein bestimmtes Antwortspektrum) konstant. Somit ist auch der Term links des Gleichheits-Zeichens konstant. Weil auch  $C_d$  ein fester Wert ist, gilt: das Produkt aus dem Widerstand gegen horizontale Kräfte geteilt durch die Gebäudemasse und dem Verformungsbeiwert K muss konstant sein (für eine bestimmte Eigenfrequenz und ein bestimmtes Antwortspektrum). Der eine Faktor, der Verformungsbeiwert K, ist ein Mass für die Energiedissipations-Kapazität. Nicht nur das Ersatzkraft-Verfahren nach Norm SIA 160 führt die Erdbeben-Sicherheit eines Tragwerkes auf das Produkt von Widerstand und einem Energiedissipations-Faktor zurück, sondern viele Bemessungs-Normen, wie z.B. die Europäischen Vornormen [ENV 1998-1 1996].

Erdbebentauglichkeit

Es erscheint daher als zweckmässig, dieses Produkt als zu untersuchende Grösse zu definieren. Es wird hier als "Erdbebentauglichkeit" eingeführt (Figur 5.3). Die Energiedissipations-Kapazität kann aus der globalen Verschiebe-Duktilität  $\mu_\Delta$  des Tragwerkes berechnet werden (Prinzip gleicher Arbeit bzw. gleicher Verschiebung oder Regeln anderer Autoren, z.B. [Miranda et al. 1994]). Der andere Faktor, der Widerstand gegen horizontale Kräfte geteilt durch die Gebäudemasse, ist ebenfalls nur vom Tragwerk und dem Gebäude abhängig.



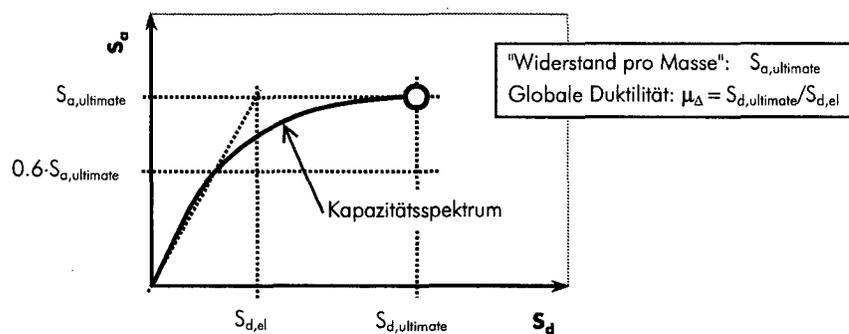
Figur 5.3: Erdbebentauglichkeit als Produkt des Widerstandes gegen horizontale Kräfte und der Energiedissipations-Kapazität. Der Verformungsbeiwert  $K (\geq 1)$  dient hier als Mass der Energiedissipations-Kapazität.

### 5.1.4 Zuverlässigkeits-Analyse mit dem Erdbebentauglichkeits-Parameter

Erdbebentauglichkeits-Parameter

Für die Berechnung des seitlichen Widerstandes und der globalen Duktilität können unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen nicht-linear statische Berechnungsverfahren verwendet werden. Zu diesem Zweck können bei Tragwand-Gebäuden (wie z.B. den untersuchten Beispielgebäuden) die ersten Schritte des Kapazitätsspektrum-Verfahrens verwendet werden.

Beim Kapazitätsspektrum-Verfahren ergibt sich aus der Berechnung des Widerstandes gegen horizontale Kräfte und der Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger die spektrale Beschleunigung. Die globale Duktilität kann ebenfalls am Kapazitätsspektrum bestimmt werden (Figur 5.4).



Figur 5.4: Bestimmung des "Widerstandes pro Gebäudemasse" und der globalen Duktilität am äquivalenten Einmassenschwinger, wie er mit den ersten Schritten des Kapazitätsspektrum-Verfahrens berechnet wird.

Somit liegt es nahe, einen Erdbebentauglichkeits-Parameter  $sak$  zu definieren:

$$sak = S_{\alpha,ultimate} \cdot K \quad (5.3)$$

$S_{\alpha,ultimate}$  spektrale Beschleunigung beim Erreichen der Erdbebenkapazität  
(Grenzzustand <S-5>)

$K$  Verformungsbeiwert

Der Verformungsbeiwert wird hier aus praktischen Gründen nach dem Prinzip der gleichen Arbeit bzw. der gleichen Verschiebung berechnet (Figur 2.4). Es gilt:

$$\begin{aligned} K &= \mu_{\Delta} && \text{für } f_0 \leq 1.4 \text{ Hz,} \\ K &= \sqrt{2 \cdot \mu_{\Delta} - 1} && \text{für } f_0 \geq 2.0 \text{ Hz;} \end{aligned} \quad (5.4)$$

bei  $1.4 < f_0 < 2$  Hz kann  $K$  als lineare Interpolation der Werte von 1.4 Hz und 2.0 Hz bestimmt werden.  $f_0$  ist hier die Eigenfrequenz, die aus der wirksamen Steifigkeit berechnet wird (Steifigkeit bei 60% von  $S_{\alpha,ultimate}$ , siehe Figur 5.4; im Unterschied zu FEMA-273 wird hier nicht Bezug auf die Beschleunigung bei Fließbeginn genommen, sondern auf die maximale Beschleunigung. Dies ist praktikabler, weil der Fließbeginn bei einem komplexen Tragwerk oft nicht eindeutig bestimmt werden kann. Ausserdem hat auch die Steifigkeit nach Fließbeginn einen Einfluss auf das Erdbeben-Verhalten).

Probabilistische  
"Widerstands"-Analyse

Dank diesen Grundlagen ist es nun möglich, die Erdbeben-Sicherheit eines Tragwerks (also die "Widerstands"-Seite) an einem einzelnen Parameter zu messen. Dies macht es möglich, eine einfache Grenzzustands-Gleichung für den "Widerstand gegen Erdbeben" (Erdbebentauglichkeit) aufzustellen. Diese ist die Grundlage für eine probabilistische Sicherheits-Analyse im Rahmen einer beschränkten Aktualisierung des Widerstandes (siehe Gleichung 2.7):

$$\begin{aligned} SAK - (sak)_d &\leq 0 && \rightarrow p_{FR} \\ SAK_0 - (sak)_d &\leq 0 && \rightarrow p_{FRO} \\ \text{Tragsicherheits-Nachweis:} &&& p_{FR} \leq p_{FRO} \end{aligned} \quad (5.5)$$

$(sak)_d$  Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters  
SAK Basisvariable des Erdbebentauglichkeits-Parameters für das bestehende Tragwerk;  $SAK_0$  Basisvariable für ein entsprechendes, norm-konform bemessenes Tragwerk

Monte-Carlo-Verfahren

Um die Beispielgebäude mit diesem probabilistischen Ansatz zu untersuchen, wurde die Durchführung des Kapazitätsspektrum-Verfahrens (Abschnitt 4.1.3) im Programm Idarc2d, Version 561ida302 automatisiert und die Berechnung des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $sak$  in das Programm integriert. Dank diesen analytischen und numerischen Hilfsmitteln konnten die Beispielgebäude im Sinne des Monte-Carlo-Verfahrens probabilistisch berechnet werden.

### Bemessungs-Erdbebentauglichkeit und Versagens-Wahrscheinlichkeit

Als sehr aufwendig erscheint es, für jedes Gebäude ein entsprechendes virtuelles Gebäude nach den gültigen Normen zu bemessen, um an diesem virtuellen Gebäude die norm-konforme Versagens-Wahrscheinlichkeit und den Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters zu bestimmen. Dieses Vorgehen hätte zudem zur

Folge, dass für Gebäude vom selben Tragwerks-Typ und bei der gleichen Einwirkung unterschiedliche norm-konforme Versagens-Wahrscheinlichkeiten  $p_{\text{IRO}}$  resultieren würden. Vielmehr erscheint es als erstrebenswert, als Tragsicherheits-Kriterium eine (mindestens für eine Einwirkung und einen Tragwerks-Typen) konstante maximale Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{\text{IRO}}$  zu fordern. Daher wird der Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters und die norm-konforme Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{\text{IRO}}$  anhand von Grundlagen aus der Norm SIA 160 [SIA 160 1989] und der Erläuterungs-Dokumentation SIA D045 [SIA D045 1989] hergeleitet.

Norm-Versagens-  
Wahrscheinlichkeit  $p_{\text{IRO}}$

Die Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{\text{IRO}}$  ist gleich der Wahrscheinlichkeit, dass ein Tragwerk einen geringeren Widerstand als den Bemessungs-Widerstand aufweist. Einige Umformungen der Gleichung 5.1 zeigen, dass der Bemessungs-Widerstand im Erdbebenfalle nach der Norm SIA 160 dem Widerstand für Überfestigkeit  $R \cdot \lambda_0$  entspricht (siehe Gleichung 5.6 und Dokumentation SIA D045). Der Faktor für Überfestigkeit beträgt  $\lambda_0 = 1.2$  und der Bemessungs-Widerstand im Erdbebenfalle wird mit 16% Wahrscheinlichkeit unterschritten. Dieser Fraktilwert kommt durch qualitative Überlegungen zur Überfestigkeit des Stahlbetons zustande. Er berücksichtigt die Variabilität der Einwirkungen nicht, genauso wie dies in dieser Arbeit auch nicht getan wird. Es könnte auch ein anderer Wert gewählt werden, doch ist diese Größenordnung für unsere Bedürfnisse zweckmässig. Z.B. würde ein viel kleinerer Wert die Zahl der erforderlichen Simulationen im Monte-Carlo-Verfahren hinauf-schnellen lassen.

Im folgenden wird die Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{\text{IRO}}$  "Norm-Versagens-Wahrscheinlichkeit" genannt.

$$\frac{R}{\gamma_R} \geq Q_{\text{acc}} = \frac{a_h}{g} \cdot (G_m + \Sigma \Psi_{\text{acc}} \cdot Q_r) \cdot \frac{C_d}{K}; \quad \text{es ist } C_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \frac{1}{\lambda_0}$$

$$\Rightarrow \frac{R \cdot \lambda_0}{(G_m + \Sigma \Psi_{\text{acc}} \cdot Q_r)} \cdot K \geq \frac{a_h}{g} \quad (5.6)$$

Bemessungs-  
Erdbebentauglichkeit  $(\text{sak})_d$

Um den Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters zu bestimmen, werden die vorhergehenden Überlegungen und die Gleichungen 5.3 und 5.6 benützt. Aus dem Vergleich der Gleichungen ergibt sich, dass die linke Seite in Ungleichung 5.6 der Erdbebentauglichkeit  $\text{sak}$  entspricht. Die rechte Seite hingegen ist gleich der spektralen Beschleunigung des massgebenden Antwortspektrums bei der Eigenfrequenz, die der wirksamen Steifigkeit entspricht (Figur 5.4). In der Schreibweise der Norm SIA 160 ist  $a_h/g$  die spektrale Beschleunigung des Antwortspektrums. Nimmt man an, dass der Verformungsbeiwert  $K$  gleich Eins sei, dann ergibt sich, dass  $(\text{sak})_d = a_h/g \Leftrightarrow S_o(f_0)$ .

### Verfahrens-Test und Bewertung

Um das Modell des Erdbebentauglichkeits-Parameters (verwendet in Grenzzustands-Gleichung 5.5), die eben hergeleiteten Werte für die Norm-Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{\text{IRO}}$  und den Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $(\text{sak})_d$  zu testen, wurde eine kragarm-förmige Tragwand untersucht, die

genau nach der Norm SIA 160 auf Erdbeben bemessen wurde (Figur 5.1). Es wurden hierzu zwei Berechnungen mit dem Monte-Carlo-Verfahren durchgeführt.

Tragwand &  
Material-Variation

Die erste Berechnung wurde für variierende Material-Eigenschaften durchgeführt. Für 400 Kombinationen von Beton- und Bewehrungsstahl-Eigenschaften wurden mit dem Programm Idarc2d, Version 561ida302 die Element-Eigenschaften berechnet und dann der Erdbebentauglichkeits-Parameter. Die Querschnitts-Eigenschaften wurden so festgelegt, dass für Bemessungs-Kennwerte des Betons und des Bewehrungsstahls der Widerstand resultiert, der zufolge der Bemessung nach SIA 160 erforderlich ist. Es ergibt sich so eine Verteilungsfunktion des Erdbebentauglichkeits-Parameters. Dessen 16%-Fraktile beträgt  $sak = 7.5$ . Der Soll-Wert der für eine Bodenbeschleunigung von  $2.5 \text{ m/s}^2$  bemessenen Tragwand beträgt  $(sak)_d = 6.25$ . Diese Überschreitung des Soll-Wertes von 20% kann durch die Element-Steifigkeit nach Fließbeginn grösser als Null erklärt werden, die im Bemessungs-Wert nicht einfließt. Abgesehen davon kann dieser Test des Verfahrens positiv beurteilt werden.

Tragwand & Zufallszahlen

In der zweiten Berechnung wurden die Monte-Carlo-Simulationen an Modellen erstellt, deren Eigenschaften durch Variation der Eigenschaften eines ursprünglichen Modelles mit Zufallszahlen erzeugt wurden. Hier besteht eine Herausforderung, aus den bekannten Bemessungs-Widerständen die mittleren Widerstände zu bestimmen. Gemäss der Dokumentation D045 sollte der Widerstand bei Überfestigkeit  $R \cdot \lambda_0$  ungefähr der 16%-Fraktile des Widerstandes entsprechen. Der Faktor für Überfestigkeit  $\lambda_0$  wurde für die Verfestigung des Bewehrungsstahls bestimmt, die für den Biege- und Schubwiderstand von Bedeutung ist. Bei Schubbeanspruchung wird die Verfestigung nicht in gleichem Masse wirksam für den Widerstand des Stahlbeton-Elementes. Es ist daher nicht überraschend, wenn keine Übereinstimmung mit probabilistischen Modellen gefunden werden kann. {Für die probabilistische Berechnung der Beispielgebäude ist dies insofern kein Problem, als die Mittelwerte des Element-Verhaltens bekannt sind.} Eine ausführlichere Darstellung dieser Berechnungen enthält Anhang J, "Probabilistische Berechnungen".

Bewertung

Die probabilistische Berechnung des Erdbebentauglichkeits-Parameters kann für die Beispielgebäude von Interesse sein, um einen Anhaltspunkt für die Streuung des Gebäude-Verhaltens zu erhalten. Wohlgermerkt handelt es sich bei dieser Streuung erst um einen Teil der Unschärfe, die allen hier ausgeführten Berechnungen eigen ist. Unschärfen bei der Modellbildung beispielsweise sind darin nicht enthalten.

### 5.1.5 Zuverlässigkeit der Beispielgebäude

Beurteilung der  
Zuverlässigkeit

Die Zuverlässigkeit der Beispielgebäude wurde berechnet, indem ihre (ungefähr) mittleren Element-Eigenschaften mit Zufallszahlen variiert wurden. Die Berechnung der Gebäude für variierende Material-Eigenschaften konnte wegen zu grossem Bedarf an Computer-Rechenkapazitäten nicht realisiert werden. Für jedes Gebäude wurden 300 Modell-Varianten erstellt und mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet (nach Abschnitt 4.1.3). So konnte die Verteilungsfunktion des Erdbebentauglichkeits-Parameters eines Gebäudes im Sinne des Monte-Carlo-Verfahrens bestimmt werden.

Diese Verteilungsfunktionen sind für alle Beispielgebäude in Anhang J, "Probabilistische Berechnungen" dargestellt.

Für den Tragsicherheits-Nachweis werden die oben festgelegte Wahrscheinlichkeit  $p_{IRO}$  und der Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $(sak)_d$  benützt. Zuerst werden die Wahrscheinlichkeiten  $p_{IR}$  bestimmt, mit welchen die Erdbebentauglichkeits-Parameter der Beispielgebäude den theoretischen Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $(sak)_d$  unterschreiten (Tabelle 5.1). Dann wurden die 16%-Fraktile der Verteilungsfunktion des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $sak_{16\%}$  bestimmt. Der Vergleich dieses Fraktilwertes  $sak_{16\%}$  mit dem Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $(sak)_d$  erscheint generell als aussagekräftiger als der Vergleich der Unterschreitens-Wahrscheinlichkeiten.

Die Zuverlässigkeits-Analysen ergeben, dass die Modelle aller Beispielgebäude die Anforderungen der Norm SIA 160 erfüllen. Indessen erfüllt das Modell des Beispielgebäudes KJA das Kriterium knapp. Wenn der Erdbebentauglichkeits-Parameter in dem benützten Verfahren um 20% überschätzt wird, wie dies in dem einen Test der Fall ist, so ergibt die Beurteilung, dass das Gebäude KJA die Tragsicherheits-Anforderungen der Norm SIA für Erdbeben-Einwirkung nicht erfüllt.

	Norm-Versagens-Wahrscheinlichkeit $p_{IRO}$	1. Eigenfrequenz (wirks. Steifigkeit) [Hz]	$(sak)_d^{(1)}$	Versagens-Wahrscheinlichkeit $p_{IR}$	$sak_{16\%}$ (16%-Fraktile von SAK)
VID	16%	2.5	2.5	0	16.2
'VID-Schub'	16%	2.5	2.5	0	5.8
CED	16%	1.5	2.2	0	6.1
PMS	16%	1.8	2.5	0	5.8
KJA	16%	1.3	2.0	0.14	2.1

<sup>(1)</sup> Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters, ermittelt für das Antwortspektrum nach [ENV 1998-1 1996], Bodenklasse B und eine Bodenbeschleunigung von  $1.0 \text{ m/s}^2$  (Erdbebenzone 2 nach [SIA 160 1989])

Tabelle 5.1: Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens der Beispielgebäude im Rahmen einer Zuverlässigkeits-Analyse gemessen am Erdbebentauglichkeits-Parameter.

#### Kommentar

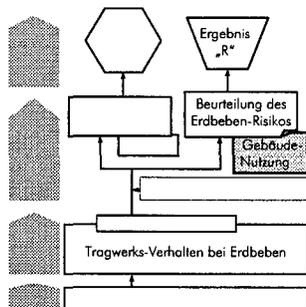
Das gewählte Vorgehen kann als Versuch aufgefasst werden, ein probabilistisches Konzept für die Erdbeben-Tragsicherheit auf den Erdbeben-Vorschriften der Norm SIA 160 aufzubauen. Bei diesem Versuch hat sich gezeigt, dass einige Herausforderungen zu lösen sind. Die für diesen Versuch benützten Angaben der Dokumentation SIA D045 entspringen möglicherweise keinem quantitativen probabilistischen Konzept sondern eher einem qualitativen Konzept.

Somit sind die Resultate von Tabelle 5.1 mit Vorsicht zu verwenden. Diese probabilistisch ermittelten Resultate stimmen etwa mit den in Tabelle 4.12 dargestellten

Ergebnissen aus der diskreten Berechnung der Gebäudemodelle überein. In diesem Sinne hat die probabilistische Berechnung der Beispielgebäude wenig neue Erkenntnisse zu ihrem Verhalten geliefert. Lediglich die Verteilungsfunktion des Beispielgebäudes KJA weist eine bemerkenswerte Form auf. Im Gegensatz zu den anderen Gebäuden weist dieses Gebäude ein Tragwerk mit Stahlbeton- und Mauerwerkswänden auf und die Querschnitte dieser Wände sind über die Gebäudehöhe nicht konstant.

Somit erscheint es, dass im Rahmen einer Erdbeben-Überprüfung der Mehraufwand für eine probabilistische Analyse nur schwer gerechtfertigt werden kann. Vielmehr wird darauf hingewiesen, dass neben den in der probabilistischen Analyse berücksichtigten Parametern noch andere Größen eine Rolle spielen können. Insbesondere beruhen die oben dargestellten Berechnungen auf der Aktualisierung des Widerstandes alleine, und die Einwirkungen wurde nicht aktualisiert. Die Aktualisierung der Einwirkungen sollte in Zusammenarbeit mit Seismologen erfolgen.

## 5.2 Risiko-Analyse



Zuverlässigkeits-Analysen wurden bisher vor allem für wichtige Bauten unter alltäglichen Einwirkungen durchgeführt, wie z.B. für bestehende Brücken unter Verkehrslasten [Bailey 1996]. Erdbeben sind in der Schweiz seltene Ereignisse, können jedoch katastrophale Auswirkungen haben. Daher ist auch ein Bedürfnis vorhanden, vor Erdbeben in Sicherheit zu sein. Indessen muss der Umgang (im Sinne des Risiko-Managements) mit dieser Einwirkung nicht notwendigerweise der gleiche sein wie für alltägliche Einwirkungen. Im folgenden werden für die Beispielgebäude mehrere Risiko-Parameter berechnet.

Bei einigen Erdbeben-Ereignissen sind sehr grosse materielle Schäden beobachtet worden und die Personenschäden sind im Vergleich z.B. zu der Anzahl an Verkehrsoptern im Strassenverkehr gering geblieben (Anhang A, "Wirkungen von Erdbeben"). Dennoch steht grundsätzlich die Sicherheit der Menschen im Vordergrund. Hier wird aus verschiedenen Gründen zuerst das Gebäudeschaden-Risiko diskutiert und danach das individuelle Personenschaden-Risiko sowie die Rettungskosten (kollektives Personenschaden-Risiko).

### 5.2.1 Gebäudeschaden-Risiko der Beispielgebäude

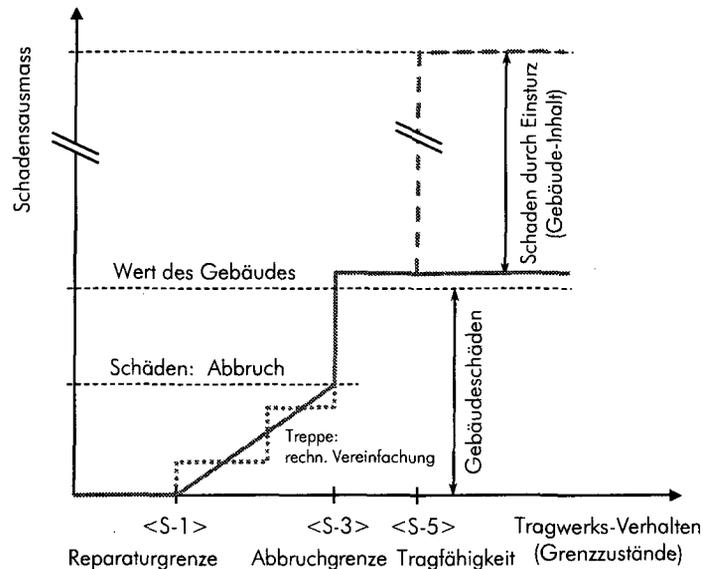
Schadenfunktion

Um die (materiellen und anderen) Erdbebenschäden abschätzen zu können, ist das Gebäude-Verhalten in Beziehung zu den Schäden zu setzen (Schadenfunktion). Weil in dieser Arbeit das Tragwerk berechnet wird, können Aussagen zu Schäden an nicht-tragenden Bauwerksteilen nur bedingt gemacht werden. Da das Tragwerks-Verhalten eine Grundlage bildet für die Schäden am ganzen Gebäude und auch am Gebäude-Inhalt, wird hier (der Einfachheit halber und entgegen dem Stand der Technik) das Gebäude mit dem Tragwerk gleichgesetzt.

Die Schadenfunktion ist in Figur 5.5 schematisch dargestellt. Das Schema lehnt sich an die in [Moser 1993] verwendete Schadenfunktion an. Demnach treten erste Schäden auf, wenn die Reparaturgrenze  $<S-1>$  erreicht ist. Die Beziehung zwischen den Grenzzuständen des Tragwerks und den Schäden ist bei der Abbruchgrenze ( $<S-3>$ ) unstetig. Es wird davon ausgegangen, dass ein Gebäude, dessen Reparatur rund die Hälfte oder mehr eines Neubaus kosten würde, abgebrochen wird. Die Stelle dieser Unstetigkeit hängt wohl nicht allein vom Gebäude-Schaden ab, sondern auch von den Zielen des Besitzers. Schliesslich wird vermutet, dass der Ersatz eines erdbebengeschädigten Gebäudes mehr kostet als nur der Neubau, denn zusätzlich ist der Abraum zu bezahlen.

Wird lediglich der Schaden am Gebäude betrachtet, so ist es gleichgültig, ob ein Gebäude wegen zu grossen Schäden abgerissen werden muss oder ob es gleich einstürzt. Wenn ein Gebäude einstürzt, so wird es vermutlich Verletzte, Schwerverletzte und Todesopfer geben. Ausserdem sind dann auch alle Einrichtungen und Anlagen vollständig zerstört und möglicherweise sind Betriebsbehinderungen bzw. der Betriebs-

Unterbruch länger als bei einem Gebäude, das "nur" schwer beschädigt ist. Es darf angenommen werden, dass die materiellen Schäden je nach Gebäude-Nutzung und Entscheiden des Eigentümers stark verschieden ausfallen. Auf die Berechnung dieser materiellen Grössen wird hier verzichtet, obwohl sie als sehr wichtig für das gesamte Erdbeben-Risiko erachtet werden.



Figur 5.5: Schadenfunktion basierend auf den Grenzzuständen des Tragwerk-Verhaltens und dem Konzept von [Moser 1993]. Darin sind Schäden aus der Behinderung oder dem Unterbruch der Benützung nicht eingeschlossen, wie auch die Personenschäden nicht.

#### Gefährdung

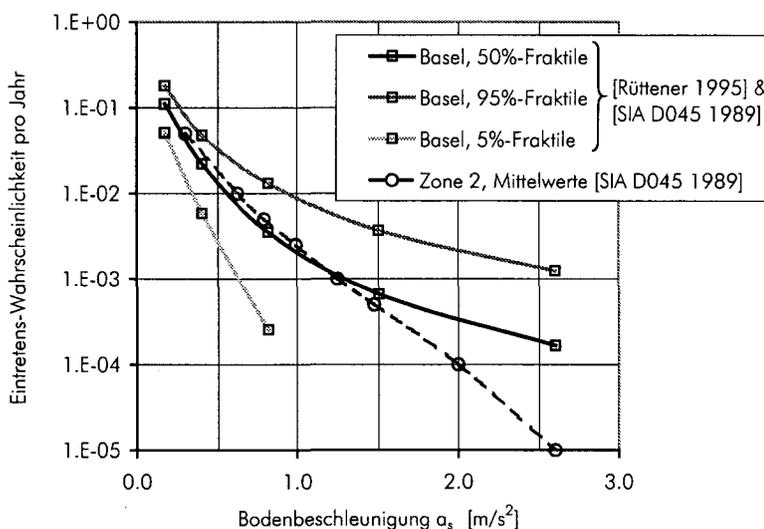
Die Gefährdungsstudien von [Rüttener 1995] und jene, die in der Dokumentation SIA D045 [SIA D045 1989] verwendet wird, geben für eine bestimmte Erdbeben-Intensität eine Eintretens-Wahrscheinlichkeit an. Die Ingenieur-Parameter eines Erdbebens mit einer bestimmten Intensität können nur geschätzt werden. Hier wird die Beziehung verwendet, die in der Dokumentation SIA D045 angegeben ist und für eine gegebene Intensität die "wirksame" Bodenbeschleunigung angibt (Figur B.2). Damit konnte für eine "wirksame" Bodenbeschleunigung eine Eintretens-Wahrscheinlichkeit bestimmt werden (Figur 5.6). Zu jeder "wirksamen" Bodenbeschleunigung wird die gleiche Form des Antwortspektrums verwendet, nämlich das Antwortspektrum der [ENV 1998-1 1996] für die Bodenklasse B.

Mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren kann das Antwortspektrum bestimmt werden, für welches ein Gebäude einen Grenzzustand erreicht. Somit ist schliesslich die Wahrscheinlichkeit bekannt, mit welcher ein Gebäude einen bestimmten Grenzzustand erreicht.

#### Kleine Eintretens-Wahrscheinlichkeiten

Die Erdbeben-Gefährdungsstudie von [Rüttener 1995] gibt Eintretens-Wahrscheinlichkeiten von minimal  $10^{-4}$  an. [Moser 1993] benützt Schätzungen für Ereignisse mit einer Eintretens-Wahrscheinlichkeit von bis zu  $10^{-5}$ . Daher wurde das Risiko nur für

Ereignisse mit einer Eintretens-Wahrscheinlichkeit von grösser als  $10^{-5}$  berechnet. Und deshalb wurde auch darauf verzichtet, Risiko-Schätzungen für Standorte mit geringerer Gefährdung durchzuführen, wie z.B. Zürich oder Lausanne.



Figur 5.6: Eintretens-Wahrscheinlichkeit der Bodenbeschleunigung bei Erdbeben. Es handelt sich um eine fiktive, "wirksame" Bodenspitzenbeschleunigung und entspricht der horizontalen Bodenbeschleunigung  $a_s$  nach der Norm [SIA 160 1989].

Gebäudeschaden-Risiko

Aus der Schadenfunktion (Figur 5.5) und der Gefährdung wurden die Gebäudeschaden-Risiken berechnet. Ein Gebäudeschaden-Risiko infolge Erdbeben von beispielsweise 0.1% bedeutet, dass die kumulierten Erdbebenschäden an einem Gebäude im Mittel alle 1000 Jahre den Wert des Gebäudes erreichen.

Die in Tabelle 5.2 angegebenen Risiken wurden aufgrund der Gefährdungs-Angaben in der Dokumentation [SIA D045 1989] berechnet ("Zone 2, Mittelwerte" in Figur 5.6). Die Gefährdung nach [Rüttener 1995] wurde benützt, um die Gebäudeschaden-Risiken zu ermitteln, die in Tabelle 5.3 angegeben sind. In dieser Tabelle finden sich nicht nur die Risiko-Beträge für eine "mittlere" Gefährdung, sondern für drei Fraktilwerte der Gefährdung, nämlich die 5%, 50% und 95%-Fraktile. Ausserdem wurde für das Gebäude KJA das Risiko auch für eine Schadenfunktion berechnet, die beim Einsturz des Gebäudes den Schaden gleich dem 5-fachen Gebäudewert annimmt.

Gemäss den in Tabelle 5.2 angegebenen Risiken weisen die Gebäude CED und KJA ein Gebäudeschaden-Risiko von rund 1% auf. Die anderen Gebäude sind kleineren Risiken ausgesetzt (0.1% oder weniger). Obwohl das Gebäude CED zwar eine ebenso grosse Zuverlässigkeit gegen ein Erdbeben-Versagen aufweist wie das Gebäude PMS, so ist doch sein Risiko deutlich grösser. Denn im Unterschied zum Gebäude PMS erleiden bereits bei kleineren Einwirkungen einige sekundäre Tragwerks-Elemente Schäden.

Gebäude (ohne "Gebäude-Inhalt")	Gebäudeschaden-Risiko [Gebäudewert / Jahr] (Gefährdung nach [SIA D045 1989])
VID	$4 \cdot 10^{-6}$
VID-Schub'	$3 \cdot 10^{-4}$
CED	$8 \cdot 10^{-3}$
PMS	$8 \cdot 10^{-4}$
KJA	$8 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 5.2: Erdbebenrisiko für Beispielgebäude mit dem (teilweise fiktiven) Standort Basel (Zone 2) und Gefährdungs-Annahmen nach [SIA D045 1989].

Die genannten Beträge des Gebäudeschaden-Risikos erscheinen als hoch. Indessen wurden ähnliche Gebäudeschaden-Risiken auch von [Moser 1993] berechnet. Ein norm-konform bemessenes Gebäude mit nicht-tragenden, erschütterungs-empfindlichen Mauerwerks-Wänden weist zufolge dieser Studie ein Risiko von 0.7% auf. Für ein anderes Gebäude ohne verletzbare, nicht-tragende Wände wurde ein Risiko von 0.01% berechnet.

Gebäude	Gebäudeschaden-Risiko [Gebäudewert / Jahr] (Gefährdung nach [Rüttener 1995])		
	5%-Fraktile	50%-Fraktile	95%-Fraktile
VID (ohne "Gebäude-Inhalt")	$10^{-7}$	$10^{-4}$	0.001
'VID-Schub' (ohne "Gebäude-Inhalt")	$10^{-6}$	0.001	0.006
CED (ohne "Gebäude-Inhalt")	0.002	0.008	0.023
PMS (ohne "Gebäude-Inhalt")	$10^{-5}$	0.002	0.009
KJA (ohne "Gebäude-Inhalt")	$5 \cdot 10^{-4}$	0.007	0.025
KJA (mit "Gebäude-Inhalt" gleich 5-fachem Gebäude-Wert)	$5 \cdot 10^{-4}$	0.010	0.041

Tabelle 5.3: Erdbebenrisiko für Beispielgebäude mit dem (teilweise fiktiven) Standort Basel und Gefährdungs-Annahmen nach [Rüttener 1995].

#### Erwartungswert & Unschärfe

Indem die Gefährdungsstudie von [Rüttener 1995] auf probabilistischer Basis erstellt wurde, ist auch der Erwartungswert und die Unschärfe der Resultate bekannt. Solche probabilistische Angaben sind jedoch für die anderen benützten Elemente der Risiko-Berechnung nicht vorhanden, nur sehr ungefähr bekannt oder wurden nicht benützt. Für die folgenden Elemente wäre es wichtig, ebenfalls den Erwartungswert und die Streuung zu kennen oder besser zu kennen:

- Funktion zwischen der Intensität und der "wirksamen" Bodenbeschleunigung  $a_s$  bzw. der spektralen Beschleunigung (Antwortspektrum)

- "Zufälligkeiten", die sich auf das nicht-lineare Verhalten eines Tragwerks (Gebäude-Verschiebung) bei Erdbeben auswirken, aber durch ein Antwortspektrum nicht wiedergegeben werden können.
- Streuung der Gebäude-Antwort (Grenzzustände) im Vergleich zum Gebäude-Verhalten, das mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet wurde
- Schadenfunktion

Die Bandbreite der oben angegebenen Risiken ist alleine auf die Unschärfe zurückzuführen, die für die Eintretens-Wahrscheinlichkeiten der Intensitäten eingeführt wurde. Der Unterschied zwischen der 5%- und der 95%-Fraktile der Eintretens-Wahrscheinlichkeit für eine bestimmte Erdbeben-Intensität liegt bei einem Faktor 10 bis zu einem Faktor 100 oder grösser bei Erdbeben-Intensitäten, die die Tragsicherheit eines Stahlbeton-Gebäude gefährden könnten. Die Streuung des Gebäude-Verhaltens liegt demgegenüber bei einem Faktor von rund 2 bis 3 (gemäss Resultaten in Anhang J, "Probabilistische Berechnungen"). Die Unschärfe der Funktion zwischen der Intensität und der Bodenbeschleunigung ist nicht bekannt.

Weil das Gebäudeschaden-Risiko sich leicht mit Risiken aus anderen Gefährdungen vergleichen lässt, ist bei der Risiko-Analyse der Wunsch besonders gross, den Erwartungswert und die Unschärfe des Risikos zu kennen. Selbstverständlich stellt sich die Frage, welches die mittlere Erdbeben-Einwirkung und die Streuung ist, auch beim Tragsicherheits-Nachweis. Wie bereits in Abschnitt 5.1.5, "Zuverlässigkeit der Beispiel-Gebäude", erwähnt, wäre es ideal, auch dort die Einwirkung zu aktualisieren. Weil jedoch die Einwirkungen nach der Norm [SIA 160 1989] nicht alleine auf der Auswertung von statistischen Messungen beruhen, wäre es schwierig, Verteilungen für die Basis-Variablen festzulegen.

Erdbebenrisiko berechnet  
durch Versicherung  
[Swiss Re 2000]

Nachdem mit einem detaillierten Verfahren für einzelne Gebäude das Gebäude-Risiko ermittelt wurde, erscheint es als interessant, die Grössenordnung des Risikos zu betrachten, das mit anderen Verfahren ermittelt wurde. Dank einer kürzlich publizierten Studie der "Swiss Re" Rückversicherungsgesellschaft [Swiss Re 2000] sind Zahlen bekannt zum Gebäudeschaden-Risiko infolge Erdbeben, so wie ein Versicherer sie berechnet. Demgemäss beträgt das Gebäudeschaden-Risiko für den gesamten Gebäudepark in der Schweiz  $2 \cdot 10^{-4}$  des Gebäudewertes pro Jahr (GW/J). Bei einer Franchise von 10% des Gebäudewertes beträgt das Risiko noch  $0.8 \cdot 10^{-4}$  GW/J. Die Studie schlägt weiter eine regionale Abstufung der Risiko-Prämien vor, wonach in der Region Basel die Prämie  $1.5 \cdot 10^{-4}$  GW/J des Gebäudewertes betragen würde, bei einer Franchise von 10%. Daraus lässt sich extrapolieren, dass das gesamte Gebäudeschaden-Risiko in der Region Basel rund  $4 \cdot 10^{-4}$  GW/J beträgt.

Man stellt fest, dass das Gebäudeschaden-Risiko, das für die Beispielgebäude berechnet wurde, in den meisten Fällen etwa eine Grössenordnung grösser ist als das über alle Gebäude gemittelte Gebäudeschaden-Risiko, das in [Swiss Re 2000] angegeben wird. Es ist möglich, dass die Studie der Swiss Re das Risiko als zu klein angibt. Geht man davon aus, dass das tatsächliche Gebäudeschaden-Risiko infolge Erdbeben gleich oder kleiner ist als von der Versicherungsgesellschaft Swiss Re

berechnet, dann wären die Beispielgebäude überdurchschnittlich verletzbar. Dies ist erstaunlich, weil verschiedene Gründe darauf hindeuten, dass die Beispielgebäude eine Verletzbarkeit aufweisen, die bezogen auf die Schweizer Gebäudepopulation eher mittelmässig oder unterdurchschnittlich ist. Diese Gründe sind:

- drei der vier Beispielgebäude erfüllen die Anforderungen der aktuellen Norm SIA.
- Stahlbetontragwand-Gebäude gehören nach der Europäischen Makroseismischen Skala zu den Verletzbarkeitsklassen C bis E und sind demnach deutlich weniger verletzbar als etwa Mauerwerksbauten (Verletzbarkeitsklasse A und B, evtl. C) [Grünthal et al. 1998]. Letztere verursachen vermutlich einen grösseren Anteil am Gesamtschadens als die Tragwand-Gebäude.
- Gebäude mit Stahlbeton-Tragwänden haben sich bei verschiedenen Erdbeben als erdbebentauglich erwiesen [Fintel 1995].

Der Grund, weshalb die Ingenieur-Berechnungen ein möglicherweise zu grosses Risiko ergeben, dürfte bei Grössen liegen, die nicht erwartungsgetreu geschätzt wurden. Nach Ansicht des Verfassers zählen zu diesen Grössen vermutlich die Festlegung der Schadenfunktion (z.B. Reparaturgrenze des Grenzzustandes  $<S-1>$ ) oder die Beziehung zwischen der Intensität und der "wirksamen" Beschleunigung (Figur B.2) bzw. dem Antwortspektrum.

Folgerung für die Praxis

Für die Ingenieur-Praxis muss geschlossen werden, dass bei Angaben zum Erdbebenrisiko besonders auf die Grundlagen und die Ansätze der Risikoberechnung geachtet werden muss. Wenn die Grundlagen der Risikoberechnung von zwei Gebäuden verschieden sind, so sollte dies bei einem Risiko-Vergleich in angemessener Weise berücksichtigt werden. Werden Erdbebenrisiken mit Risiken anderer Gefahren verglichen, so können die Grundlagen der Risikoberechnung nicht identisch sein und Vergleiche sollten mit angemessener Vorsicht durchgeführt werden.

## 5.2.2 Individuelles Todesfall-Risiko

Als individuelles Todesfall-Risiko wird hier das individuelle Personenschaden-Risiko beschränkt auf sehr schwere Körperverletzungen oder Todesfall bezeichnet. Es werden damit Verletzungen, die unheilbare und gravierende Folgen für das Leben des Individuums haben, dem Todesfall gleichgestellt.

Das individuelle Todesfall-Risiko infolge Erdbeben z.B. eines Bewohners in einem Wohnblock wird hier vereinfachend mit der Einsturz-Wahrscheinlichkeit des betreffenden Gebäudes gleichgesetzt. Für eine realistischere Risiko-Ermittlung sind die Chancen einzubeziehen, dass ein Bewohner den Einsturz überlebt ohne unheilbare Verletzungen zu erleiden oder dass er sich zum Zeitpunkt des Einsturzes ausser Haus befindet.

Die Einsturz-Wahrscheinlichkeit der Gebäude wurde zu diesem Zwecke mit den gleichen Grundlagen berechnet, die zur Ermittlung des Gebäudeschaden-Risikos verwendet wurden. Die so berechnete Einsturz-Wahrscheinlichkeit der Beispielgebäude ist in der Tabelle 5.4 wiedergegeben. Das individuelle Todesfall-Risiko eines Bewoh-

ners eines beliebigen Beispielgebäudes erreicht demnach etwa ein Maximum von  $10^{-3}$  pro Jahr. Diese Werte überschreiten damit zu einem grossen Teil das oft als Grenze betrachtete individuelle Todesfall-Risiko von rund  $10^{-5}$  (siehe Abschnitt 2.4.3, "Risiko-Akzeptanz").

Die oben beim Gebäudeschaden-Risiko gemachten Feststellungen zur Unschärfe und dem Erwartungswert der Resultate gelten selbstverständlich auch für das Todesfall-Risiko. Dementsprechend ist es nur unter Berücksichtigung dieser grossen Unschärfen angebracht, Vergleiche mit absoluten Grenzwerten durchzuführen.

### 5.2.3 Verhältnismässigkeit von Erdbebenertüchtigungs-Massnahmen

Objektive Anforderungen & Verhältnismässigkeit

Wenn es darum geht, mit beschränkten materiellen Mitteln das Erdbebenrisiko für eine Gruppe von Gebäuden zu reduzieren, ist es zweckmässig zu untersuchen, wo die Mittel am wirkungsvollsten eingesetzt werden können. Man ermittelt hierzu die Rettungskosten (siehe Abschnitt 2.4.2).

Das Prinzip der Rettungskosten kann aber auch verwendet werden, um die Verhältnismässigkeit einer Sicherheits-Massnahme an einem einzelnen Gebäude zu beurteilen. Denn neben den Schutz-Zielen spielen die Kosten zur Erreichung dieser Ziele in der Praxis immer eine Rolle. Beispielsweise ist nach dem schweizerischen Recht der Werkeigentümer dazu verpflichtet, sein Gebäude zu unterhalten und notwendigenfalls an gestiegene Erdbebensicherheits-Anforderungen (der Normen) anzupassen. Indessen muss er dies nur tun, wenn der Aufwand für die Ertüchtigungs-Massnahmen verhältnismässig ist [Peter 2000]. Das Recht erachtet also zwei Aspekte als relevant: erstens die Sicherheits-Anforderungen und zweitens die Verhältnismässigkeit. Es gibt daher auch bei einem einzelnen Gebäude Gründe, sich über den Aufwand für Erdbeben-Ertüchtigungen Gedanken zu machen.

Rettungskosten

Für die Beispielgebäude wurden keine Rettungskosten berechnet, sondern es wurde angenommen, dass Rettungskosten von 1 Million Franken pro Todesfall eine vertretbarer Betrag ist. Macht man noch eine Schätzung für die mittlere Anzahl Personen, die sich bei einem Erdbeben im Gebäude befinden, so lässt sich berechnen, wie viel Geld rationellerweise in Erdbeben-Ertüchtigungsmassnahmen investiert werden kann. In Tabelle 5.4 sind neben anderen Risiko-Grössen die Investitionen aufgeführt, die für Massnahmen zum Schutze der Gebäudebenützer getätigt werden können. Die Nutzungsdauer der Massnahmen wurde mit 50 Jahren veranschlagt. Es ist dabei zu beachten, dass angenommen wurde, mit den Massnahmen einen totalen Schutz der Gebäudebenützer zu erreichen. Wenn dies nicht der Fall ist, werden die Rettungskosten grösser. Weiter wurde angenommen, dass sich bei einem Einsturz niemand aus dem Gebäude retten kann. Schliesslich gelten natürlich auch hier die Vorbehalte, die oben gemacht wurden betreffend der Kenntnis des Erwartungswertes einiger Grössen, die bei der Ermittlung der Rettungskosten benützt werden.

Gebäude	Standort (teilw. fiktiv)	Einsturz-Wahrscheinlichkeit pro Jahr <sup>(1)</sup> (Gefährdung nach [SIA D045 1989])	Anzahl anwesende Personen	Individuelles Todesfall-Risiko (pro Jahr)	Schutzmassnahmen-Investitionen (Rettungskosten von Fr. 1 Mio. pro Todesfall, Nutzungsdauer 50 Jahre) <sup>(2)</sup>
VID	Basel	$< 10^{-6}$	100	$< 10^{-6}$	< 1000.-
'VID-Schub'	Basel	$3 \cdot 10^{-5}$	100	$3 \cdot 10^{-5}$	170'000.-
CED	Basel	$1.5 \cdot 10^{-4}$	20	$1.5 \cdot 10^{-4}$	150'000.-
PMS	Basel	$3 \cdot 10^{-5}$	25	$3 \cdot 10^{-5}$	34'000.-
KJA	Basel	$5 \cdot 10^{-4}$	50	$5 \cdot 10^{-4}$	1'200'000.-

<sup>(1)</sup> Es handelt sich um die Wahrscheinlichkeit, dass der Grenzzustand  $<S-5>$  erreicht wird, wobei das dynamische Verhalten des Gebäudes instabil wird (vgl. Figur 4. 11)

<sup>(2)</sup> Wegen verschiedenen vereinfachenden Annahmen darf vermutet werden, dass diese Schätzungen eher hohe Investitionen ergeben.

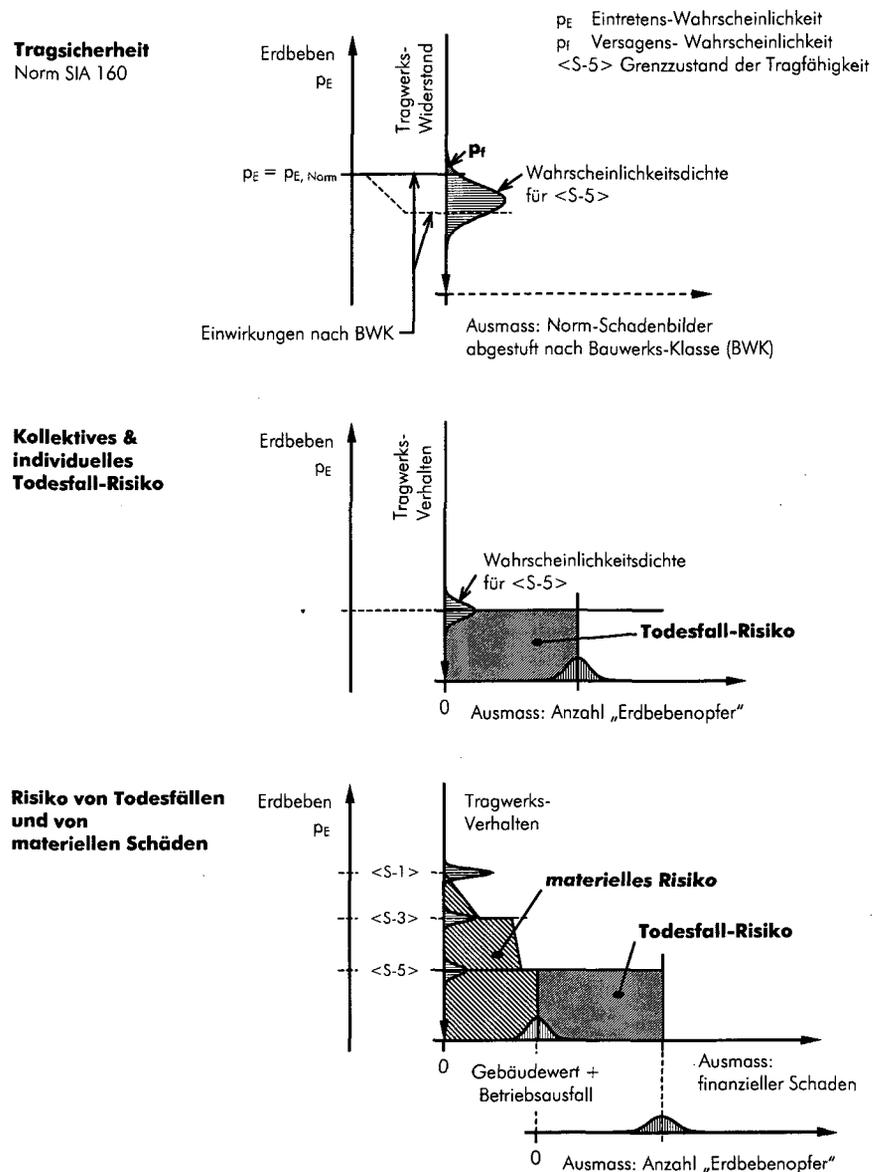
Tabelle 5.4: Einsturz-Wahrscheinlichkeit und Erdbebenschutz-Investitionen für Rettungskosten von 1 Million Franken und einer Nutzungsdauer von 50 Jahren.

## 5.3 Empfehlungen zur Erdbeben-Überprüfung

### 5.3.1 Übersicht über Beurteilungs-Kriterien

Mehrere Beurteilungs-Kriterien	Wie bereits in der Einführung erläutert, können Tragwerke nach verschiedenen objektiven Kriterien beurteilt werden. Aus den vielen möglichen Kriterien werden drei Beurteilungs-Kriterien ausgewählt und diskutiert. Daraus werden die Empfehlungen für die Erdbeben-Überprüfung abgeleitet.
"life-line" Gebäude	Die Kriterien haben nur Gültigkeit für "gewöhnliche" Gebäude wie z.B. Gebäude der Bauwerksklasse I und II nach [SIA 160 1989]. Sie sind nach Ansicht des Verfassers nicht geeignet für die Überprüfung von Gebäuden der Bauwerksklasse III, also Gebäude, die während bzw. nach einem Erdbeben für die Katastrophen-Bewältigung von grosser Bedeutung sind ("life-line" Gebäude). Für diese besondere Gruppe von Gebäuden sind Gebrauchstauglichkeits-Kriterien massgebend.  Es steht die Überprüfung der Tragsicherheit (Zuverlässigkeits-Analyse) und des Risikos im Vordergrund. Das Risiko wird hier einmal für Personenschäden (Todesfall-Risiko) alleine und einmal für Personenschäden und materielle Schäden berechnet. Diese Kriterien weisen grundsätzliche Unterschiede auf, die hier kurz dargestellt werden sollen.
Tragsicherheit	Das Kriterium der Tragsicherheit orientiert sich an den Tragwerks-Normen. Der Massstab ist die Versagens-Wahrscheinlichkeit des Tragwerks (Erreichen des Grenzzustandes der Erdbebenkapazität $<S-5>$ ). Das durch einen Einsturz verursachte Schaden-Ausmass wird nicht untersucht. Die Einteilung der Gebäude in Bauwerksklassen, für welche ein unterschiedlich grosser Widerstand gegen Erdbebenkräfte vorgeschrieben ist, hat jedoch eine Abstufung der Eintretens-Wahrscheinlichkeit des Versagens oder bei bestimmter Einwirkung eine Abstufung des Schaden-Ausmasses zur Folge.
Todesfall-Risiko	Mit dem Kriterium des Todesfall-Risikos richtet man das Haupt-Augenmerk auf die Gefährdung von Menschen. Ein Tragwerks-Versagen ist nur relevant, wenn dadurch auch Personenschäden zu befürchten sind. Es wird das individuelle und das kollektive Todesfall-Risiko überprüft. Dieses Beurteilungs-Kriterium wurde [Kölz 2000] entnommen.
Risiko für Todesfälle und materielle Verluste	Schliesslich kann man das Risiko für Todesfälle und materielle Verluste berechnen. Das materielle Risiko setzt sich hauptsächlich aus Schäden am Gebäude ("Gebäudeschaden-Risiko" [Moser 1993]) und Betriebs-Unterbrechungen bzw. -Behinderungen zusammen. Auch Schäden am Image einer Firma könnten hier dazugezählt werden. Es ist offensichtlich, dass das materielle Risiko und das Todesfall-Risiko nicht auf einen Nenner gebracht werden können.
Schema	Die drei gewählten Beurteilungs-Kriterien sind in Figur 5.7 schematisch dargestellt. Für diese Darstellung wurde angenommen, dass zu jeder Eintretens-Wahrscheinlichkeit $p_E$ eines Erdbebens genau eine Einwirkung gehört, z.B. in der Form einer "wirksamen" Bodenbeschleunigung und einem Norm-Antwortspektrum. Unter dieser Annahme

kann zur Eintretens-Wahrscheinlichkeit eines Erdbebens das Verhalten des Gebäudes bestimmt werden. Aus dem Gebäude-Verhalten kann nötigenfalls das Ausmass bestimmt werden. Das Schaden-Ausmass kann entweder materiell gemessen werden (Kosten für Reparaturen, Unternehmens-Verluste wegen Erdbeben, Behebung von Umweltschäden etc.), oder es handelt sich um Personenschäden. Diese beiden Schadens-Arten werden nicht gegenseitig aufgerechnet.



Figur 5.7: Schematische Darstellung von drei Kriterien zur Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens: Tragsicherheit, Todesfall-Risiko und Risiko von Todesfällen und materiellen Schäden.

Rest-Nutzungsdauer

Zu beachten ist weiter die unterschiedliche Berücksichtigung der Rest-Nutzungsdauer (Tabelle 5.5). Während die Risiko-Grössen unabhängig sind von der Rest-Nutzungsdauer, sind die Zuverlässigkeit sowie die Kosten für die Amortisation von baulichen

Massnahmen bei allen drei Berechnungs-Arten umgekehrt proportional zur Amortisations-Zeit. Für die Amortisationskosten von baulichen Massnahmen wurde vorausgesetzt, dass keine Unterhalts-Arbeiten notwendig sind.

	Einfluss der Rest-Nutzungsdauer auf Beurteilung	Amortisations-Kosten
Tragsicherheit	mit reduzierter Rest-Nutzungsdauer wird massgebende Einwirkung kleiner	umgekehrt proportional zur Amortisations-Zeit (Rest-Nutzungsdauer)
Todesfall-Risiko	Risiko ist unabhängig von Rest-Nutzungsdauer	Individuelles Risiko: umgekehrt proportional zu Amortisations-Zeit Kollektives Risiko: Rettungskosten umgekehrt proportional zur Amortisations-Zeit
Materielles Risiko und Todesfall-Risiko	Risiko ist unabhängig von Rest-Nutzungsdauer	umgekehrt proportional zur Amortisations-Zeit

Tabelle 5.5: Einfluss der Rest-Nutzungsdauer auf die Beurteilung und die Amortisation von baulichen Massnahmen.

### 5.3.2 Empfehlung für die Wahl von Überprüfungs-Kriterien

Im folgenden werden Empfehlungen abgegeben für die Wahl der Überprüfungs-Kriterien. Es handelt sich dabei nicht um ein wissenschaftliches Konzept sondern um einen Vorschlag für den Umgang mit solchen.

#### Sicherheits-Ansprüche und Verhältnismässigkeit

Wenn es sich nicht um "life-line"-Gebäude handelt, die wie bereits erläutert für Gebrauchstauglichkeit im Ereignisfalle zu überprüfen sind, so bestehen grundsätzlich zwei Ansprüche an die (Erdbeben-) Sicherheit von Gebäuden:

- Einhalten der "anerkannten Regeln der Baukunst"
- Sicherheits-Bedürfnis der Menschen

Anerkannte Regeln der Baukunst

Die anerkannten Regeln der Baukunst (die weitgehend in den Normen des SIA dokumentiert sind) spielen in der Empfindung der Öffentlichkeit, von Bauherrn und Laien eine grosse Rolle. Auch die Schweizer Rechtsprechung beruft sich darauf [Peter 2000]. Die anerkannten Regeln der Baukunst verlangen zur Zeit für den Erdbebenfall eine bestimmte Tragsicherheit (Gebäude der Bauwerks-Klasse III, für die auch ein Gebrauchstauglichkeits-Nachweis verlangt ist, werden als "life-line" Gebäude betrachtet). Es dürfte in den meisten Fällen angebracht sein, die Tragsicherheit zu überprüfen, weil dies vom Bauherrn bzw. der Gesellschaft erwartet wird (Figur 5.7 oben).

Sicherheits-Bedürfnis der Menschen

Wie im vorgehenden Abschnitt nochmals festgehalten wurde, berücksichtigt die Tragsicherheit das Schaden-Ausmass eines möglichen Versagens des Tragwerks nicht. Es ist möglich, dass ein Tragwerk zwar nach den anerkannten Regeln der Baukunst

erstellt wurde bzw. diese immer noch erfüllt, dass aber das individuelle Todesfall-Risiko einer beliebigen Person (Figur 5.7, Mitte) grösser ist als ein gemeinhin akzeptierter Wert. (Bei den aktuellen Erdbeben-Vorschriften bzw. der Risiko-Akzeptanz ist dies allerdings unwahrscheinlich.) Die Akzeptanz-Grenze stellt eine quantitative Formulierung dafür dar, was eine rationale Basis für das Gefühl der Sicherheit (Abschnitt 2.6.1, "Risiko-Wahrnehmung") darstellen könnte.

#### Verhältnismässigkeit

Diesen Sicherheits-Ansprüchen stehen die begrenzten finanziellen Mittel der Eigentümer gegenüber. Es ist vernünftigerweise die Verhältnismässigkeit der Anforderungen in die Erdbeben-Überprüfung einzubeziehen. Es ergibt sich daraus, dass die absoluten Kriterien, die sich aus den Ansprüchen ergeben, nicht in jedem Fall eingehalten werden müssen.

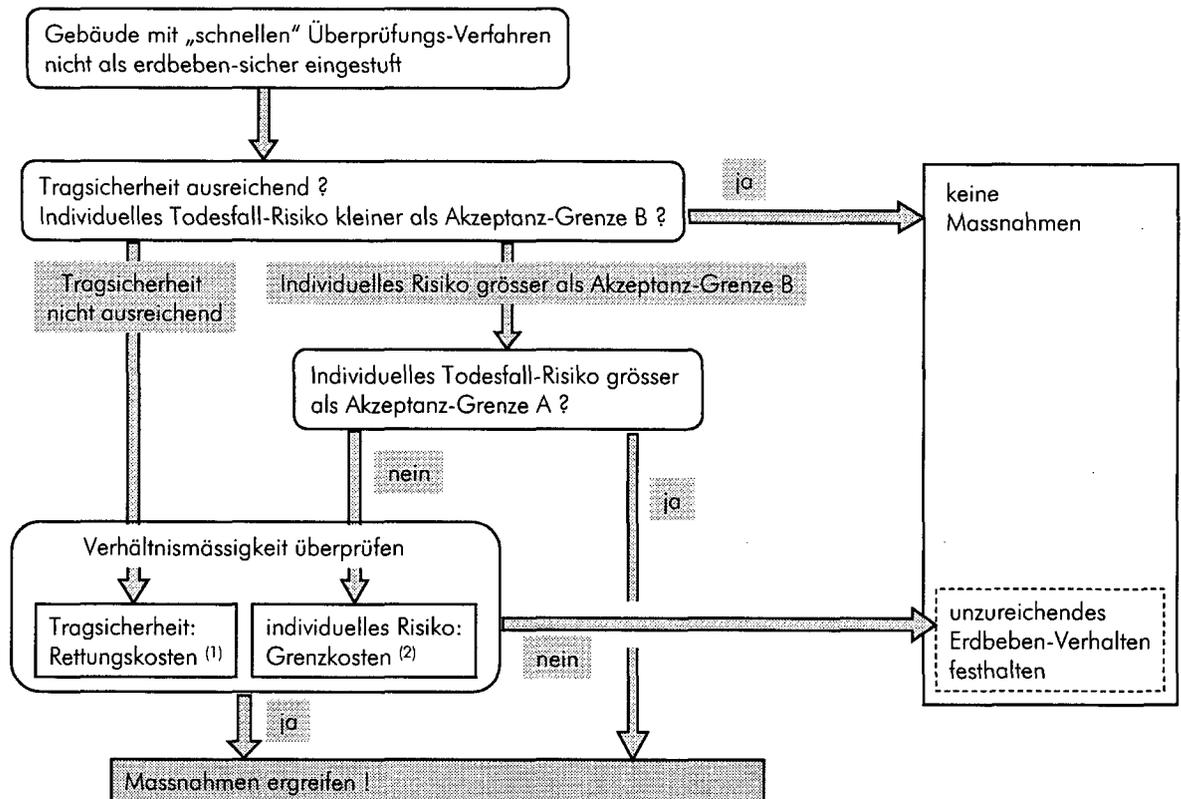
Es ist zweckmässig, die Verhältnismässigkeit zu messen am Quotienten des Aufwandes für eine Schutzmassnahme durch den erreichten Sicherheits-Gewinn, also den Rettungskosten. Wenn es um die Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungs-Massnahmen zur Herstellung der Tragsicherheit geht, so erscheint es als zweckmässig, die Rettungskosten für kollektive Risiken als Massstab zu verwenden. Für die Verhältnismässigkeit von Schutzmassnahmen zugunsten einer Einzelperson erscheint es als angebracht, die Rettungskosten für die Reduktion des individuellen Todesfall-Risikos einer Person zu berechnen. Für eine einfache Unterscheidung werden diese Rettungskosten hier als "Grenzkosten" bezeichnet. Es ist à priori zu vermuten, dass die maximal zumutbaren Rettungskosten und die Grenzkosten nicht gleich gross sind, weil die Betroffenheit in einem Falle sehr unmittelbar ist.

#### Beurteilungs-Kriterien

#### Vorgehen

Das Vorgehen bei der Beurteilung eines Tragwerks kann demnach wie folgt dargestellt werden (Figur 5.8): ergeben die "schnellen" Überprüfungs-Verfahren, dass ein bestehendes Gebäude ein möglicherweise ungenügendes Erdbeben-Verhalten aufweist, so ist die Tragsicherheit und das maximale individuelle Todesfall-Risiko zu berechnen. Kann die Tragsicherheit nachgewiesen werden und beträgt auch das individuelle Todesfall-Risiko nicht mehr als ein Grenzwert B, so wird das Gebäude als "erdbebensicher" beurteilt und auf weitere Aktivitäten kann verzichtet werden.

Wenn der Tragsicherheits-Nachweis nicht erbracht werden kann, so sind die Rettungskosten (bezüglich dem kollektiven Risiko) zu ermitteln. Werden diese Rettungskosten als "zumutbar" erachtet, so sind Ertüchtigungs-Massnahmen zu ergreifen, damit eine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden kann (Figur 5.9).



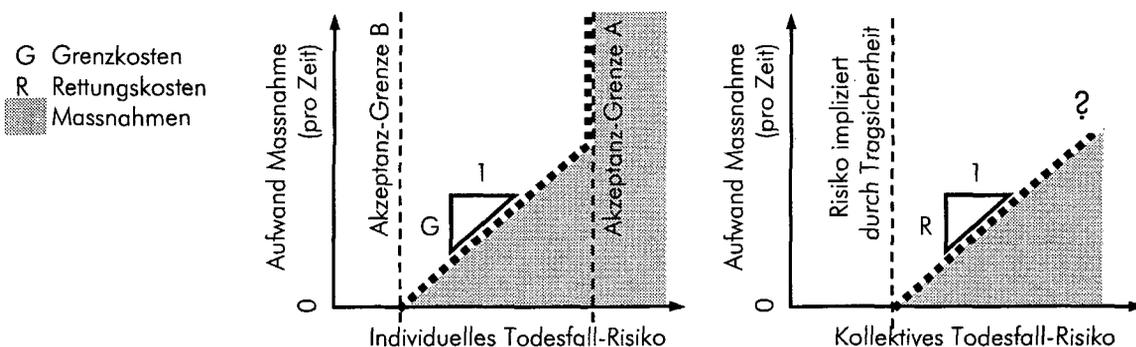
- (1) „verhältnismässige“ Rettungskosten sind durch einen Konsens festzulegen
- (2) Grenzkosten → Rettungskosten für individuelle Risiken;  
„verhältnismässige“ Grenzkosten à priori ungleich den verhältnismässigen Rettungskosten

Figur 5.8: Vorgehen bei der Beurteilung der Notwendigkeit und Verhältnismässigkeit von Erdbeben-Ertüchtigungs-Massnahmen.

Überschreitet das individuelle Todesfall-Risiko einer beliebigen Person den Grenzwert B, so ist zu prüfen, ob es auch eine höhere, absolute Grenze A überschreitet. Ist dies der Fall, so ist durch Ertüchtigungs-Massnahmen das maximale individuelle Todesfall-Risiko nach Möglichkeit soweit zu verringern, dass der Grenzwert B eingehalten wird. Liegt das maximale individuelle Todesfall-Risiko zwischen den beiden Grenzwerten, so ist zu berechnen, wie hoch die Grenzkosten sind für Ertüchtigungs-Massnahmen, die alle individuellen Todesfall-Risiken soweit reduzieren, dass diese die Akzeptanz-Grenze B unterschreiten (Figur 5.9). Die Grenzkosten sind als Rettungskosten zu berechnen, wobei jedoch nur die Personen berücksichtigt werden, deren individuelles Todesfall-Risiko vor der Massnahme die Akzeptanz-Grenze B überstieg. Ertüchtigungs-Massnahmen sind zu ergreifen, wenn die Grenzkosten einen Grenzwert unterschreiten.

Bewertung des Vorschlages

Die Berechnungen der Beispielgebäude zeigen, dass das individuelle Todesfall-Risiko klein ist, wenn die Tragsicherheit die Anforderungen der Norm SIA 160 [SIA 160 1989] erfüllt (beschränkte Aktualisierung des Widerstandes). Das Kriterium des individuellen Risikos erhält im allgemeinen erst Gewicht, wenn die vorhandene Sicherheit die Norm-Anforderungen nicht mehr erfüllt.



Figur 5.9: Die Verhältnismässigkeit von Erdbeben-Ertüchtigungs-Massnahmen wird an ihren Grenzkosten bzw. Rettungskosten beurteilt. Im allgemeinen wird ein Tragwerk, das eine ausreichende Tragsicherheit aufweist, ein individuelles Todesfall-Risiko verursachen, das kleiner ist als die Akzeptanz-Grenze B.

Nach dem Willen unserer Gesellschaft, so wie er sich in verschiedenen Gesetzen ausdrückt, sind die Normen einzuhalten. Wenn die Normen nicht eingehalten wurden, so ist abzuwägen zwischen dem Aufwand für Massnahmen und dem Sicherheitsgewinn. Dieses Abwägen erfolgt zweckmässigerweise mit Risiko-Überlegungen.

Die Grenzwerte, die in einem solchen Falle gelten, müssten zuerst ermittelt werden. Eine Akzeptanz-Grenze B für das individuelle Todesfall-Risiko könnte bei  $10^{-6}$  pro Jahr liegen (was eine oft genannte Akzeptanz-Grenze ist für das individuelle Todesfall-Risiko). Grenzkosten für die Reduktion individueller Risiken werden zur Zeit, z.B. im Bereich der Arbeitssicherheit, im allgemeinen (noch) nicht verwendet. Als Instrument werden Grenzkosten jedoch für die Rechtsprechung vorgeschlagen [Seiler 2000]. Die obere Grenze von Rettungskosten für kollektive Risiken liegt oft bei einer bis mehreren Millionen Franken [Schneider et al. 1996], wenn der Bauherr eine grosse Unternehmung oder Gemeinwesen ist.

Wie bereits in Abschnitt 5.2.1, "Gebäudeschaden-Risiko der Beispielgebäude" gezeigt, ist die Berechnung von Erdbeben-Risiken grossen Unschärfen unterworfen. Um ein praxis-taugliches Werkzeug zu entwickeln, wäre es notwendig, realistische und verbindliche Gefährdungs-Szenarien zu entwickeln. Die Gefährdungs-Szenarien könnten z.B. mit Antwortspektren für verschiedene Eintretens-Wahrscheinlichkeiten beschrieben werden, die den Erwartungswert und die Unschärfe der spektralen Beschleunigung bzw. Verschiebung angeben.

### Materielles Risiko

In all diesen Überlegungen tritt das Kriterium des materiellen Risikos (Figur 5.7, unten) nicht mehr auf. Dies mag erstaunen, wurde doch in Anhang A, "Was geschieht bei einem Erdbeben" gezeigt, dass bei sehr vielen Erdbeben der materielle Schaden gross oder sehr gross ist, währenddessen der Umfang der Personenschäden weniger spektakulär erscheint.

Hohe materielle  
Aktions-Risiken

Es gibt mehrere Gründe, bei "gewöhnlichen" Gebäuden auf die Berechnung des materiellen Risikos zu verzichten. Das heisst jedoch nicht, es sei immer auf die Berechnung des materiellen Risikos zu verzichten: Im Gegenteil wird besonders bei grossen Unternehmungen oder komplexen und umfangreichen Problemstellungen empfohlen, auch das materielle Risiko zu untersuchen. Wenn beispielsweise wie beim Beispiel der CityBank der Betriebs-Unterbruch der zentralen Rechenanlage einen Schaden von 30 Millionen US-Dollar pro Minute verursacht, so ist das für das Unternehmen ein ernst zu nehmendes Risiko, auch wenn die Eintretens-Wahrscheinlichkeit eines schadenverursachenden Erdbebens gering ist. Bei gewöhnlichen Bürogebäuden oder Wohnbauten wird aber von einer zu grossen Gewichtung des materiellen Risikos (Risiko von Todesfällen und materiellem Schaden, siehe Figur 5.7, unten) abgeraten.

Einmal wirkt sich störend aus, dass das materielle Erdbeben-Risiko für ein einzelnes Gebäude nur sehr unscharf bestimmt werden kann. Ein wichtiger Grund ist, dass die Gefährdung unscharf bekannt ist. Ein Vergleich mit materiellen Risiken anderer Gefahren ist daher nur ganz grob möglich.

Weiter wird als relevant erachtet, dass das materielle Erdbeben-Risiko insgesamt als vergleichsweise klein eingestuft werden kann (für die Schweiz beträgt das Gebäudeschaden-Risiko im Mittel rund  $2 \cdot 10^{-4}$  des Gebäudewertes pro Jahr [Swiss Re 2000]). Bei finanziell wirksamen Aktivitäten werden wesentlich höhere (Aktions-) Risiken in Kauf genommen, um zu Gewinn-Chancen zu kommen. Daher werden Risiken von der Grössenordnung des mittleren Erdbeben-Risikos oft als unbedeutend beurteilt.

Abneigung gegen  
lebensbedrohende Schäden

Häufig werden Risiken stärker gewichtet, wenn sie potentielle Schäden enthalten, die unsere Lebensgrundlage betreffen. Damit sind z.B. Schäden gemeint, die die Existenz eines Unternehmens in Frage stellen oder welche die körperliche Integrität beeinträchtigen. Unsere Gesundheit können wir nicht aufs Spiel setzen, um daraus "mehr Gesundheit" oder ein zweites Leben zu erlangen, weshalb an die Begrenzung des Personenschaden-Risikos höhere Anforderungen gestellt werden als an die Begrenzung des materiellen Risikos.

Versicherungen

Weiter besteht in unserer Gesellschaft die Tendenz, Elementarschaden-Risiken zu "sozialisieren". Beispielsweise besteht in einigen Kantonen eine Pflicht für Gebäude-Eigentümer, sich gegen Elementarschäden zu versichern. Tritt ein Feuer auf, so tragen alle Versicherten einen Teil des Schadens gemeinsam. Einige Versicherungs-Gesellschaften planen <sup>(1)</sup>, die Versicherung von Erdbebenschäden in die Elementarschaden-Versicherung aufzunehmen. Hierbei würde die Bauweise oberflächlich erfasst oder gar nicht einbezogen. Diese Versicherung dürfte in vielen Fällen billiger sein als die langfristige Amortisation einer Ertüchtigungs-Massnahme.

Summe der kleinen Schäden  
dominiert

In der Studie des Gebäudeschaden-Risikos der [Swiss Re 2000] wird davon ausgegangen, dass mit einer Franchise von 10% des Gebäudewertes die von der Versicherung zu bezahlende Summe nur noch 40% des Gesamtschadens beträgt. Daraus wird offenbar, dass der grösste Teil des materiellen Risikos sich aus kleinen Schäden

<sup>1</sup> telephonische Anfragen bei privaten Elementarschaden-Versicherern vom 11.8.2000

zusammensetzt. Kleine Schäden sind auch zu erwarten, wenn ein Gebäude für ein duktileres Verhalten bemessen wurde. Duktileres Verhalten schränkt die Gebäude-Verschiebung nicht ein, wodurch nicht-tragende Bauwerksteile beschädigt werden können.

Günstiges Verhalten von  
Tragwänden

Schliesslich haben die Tragwände der untersuchten Beispielgebäude den Vorteil, dass sie die Decken-Verschiebungen begrenzen. Daher ist nicht zu befürchten, dass bei einem Erdbeben grosse Schäden auftreten, obwohl die Tragsicherheit längstens gewährleistet war. Dieses Phänomen kann eher bei Rahmentragwerken auftreten, weil diese grosse Decken-Verschiebungen aufnehmen können.

# 6 Folgerungen und Ausblick

## 6.1 Schlussfolgerungen

### Gebäude der 50er und 60er Jahre

Bedürfnis für Erdbeben-Überprüfungen

Wie in den meisten Gegenden der Welt wurden in der Schweiz Erdbeben-Vorschriften erst vor wenigen Jahrzehnten in Kraft gesetzt. Die Normen SIA führten 1970 Erdbeben-Vorschriften ein und aus heutiger Sicht wirksame Vorschriften gelten seit dem Jahre 1989. Die massgebenden horizontalen Einwirkungen haben durch diese Vorschriften ganz wesentlich zugenommen, sie haben sich vervielfacht. Vor allem nach Mitte des 20. Jahrhunderts wurden sehr viele Gebäude in Stahlbeton erstellt, weshalb es viele Stahlbeton-Gebäude gibt, die nicht auf Erdbeben ausgelegt wurden. Weltweit haben sich bei den Erdbeben der vergangenen Jahre jene Gebäude als besonders verletzlich erwiesen, die nicht nach modernen Normen entworfen und bemessen wurden. Es bestehen also mehrere Gründe zu vermuten, dass die älteren Gebäude in der Schweiz erdbeben-verletzlich sind. Das wachsende Bewusstsein für die Erdbeben-Gefahr führt zum Bedürfnis, das Erdbeben-Verhalten von bestehenden Gebäuden zu überprüfen.

Aussteifende Tragwände

In einer ersten Phase dieser Arbeit wurden in einer Feldstudie Gebäude studiert, die in den 50er und 60er Jahren erstellt wurden. Es zeigte sich, dass vor allem Wandbauten und Skelettbauten mit Stahlbeton-Tragwänden erstellt wurden. Einige Gebäude, wie z.B. Schulhäuser oder repräsentative Hotels, weisen dagegen besondere Tragwerks-Formen auf. Gemäss der Feldstudie, die rund 50 Gebäude erfasste, sind die Tragwände in Ortsbeton ausgeführt und mit den Decken monolithisch verbunden. Damit ist ein gewisser Widerstand gegen horizontale Kräfte gewährleistet. Bei einigen Gebäuden allerdings treten Mauerwerkswände an die Stelle der Stahlbeton-Wände, wo es die Beanspruchung zulässt. Diese Mauerwerkswände können im Falle eines Erdbebens Schwachstellen bilden.

Natürliche Duktilität

Für den Bau dieser Gebäude wurden hochwertige Bewehrungsstähle verwendet, die kaltverformt oder legiert waren. Die Fließgrenze dieser Stähle betrug rund 400 MPa bis 550 MPa und ihr Verfestigungsverhalten wird günstig beurteilt. Die Verfestigungseigenschaften des Bewehrungsstahles sind geeignet, ein günstiges Erdbeben-Verhalten zu erzeugen. Der üblicherweise verwendete Beton wies eine geringere Druckfestigkeit auf als ein Beton der Sorte B35/25. Die Konstruktion der Tragwände erfolgte grundsätzlich auf die gleiche Weise wie dies heute der Fall ist. Insgesamt wird daher die natürliche Duktilität dieser Tragwände als gleichwertig jener Tragwände beurteilt, die nach den heute gültigen Normen SIA 160 und 162 erstellt werden.

### Kapazitätsspektrum-Verfahren

Die nicht-linear statische "capacity spectrum method" in der Form, wie sie der ATC-40 [ATC-40 1996] vorschlägt, wurde für Rahmentragwerke mit einem duktilen horizontalen Verschiebe-Verhalten entwickelt. Tragwände können sowohl duktile Biegemechanismen als auch nicht-duktilen Mechanismen aufweisen (der Fall z.B. bei grosser Schub-Beanspruchung), wofür Kräfte massgebend sind und nicht Verformungen. Das Kapazitätsspektrum-Verfahren wurde für Anwendungen auf Tragwände erweitert, um einerseits das duktile Verformungs-Verhalten zu berechnen, bei denen Verschiebungen massgebend sind, sowie andererseits nicht-duktilen Versagensmodi zu detektieren.

Anpassung des  
Kapazitätsspektrum-  
Verfahrens

Eine erste push over Analyse wird für die Kräfte-Verteilung auf die Stockwerke nach der ersten Biege-Eigenform durchgeführt. Damit wird die Gebäude-Verschiebung berechnet. In einer zweiten push over Analyse werden die Kräfte so über die Stockwerke verteilt, dass sie den Erdbebenkräften entsprechen, die infolge der ersten und der zweiten Biege-Eigenform (bzw. der höheren Eigenformen) auftreten können. Damit kann der Schubwiderstand der Tragwände überprüft werden. Diese beiden push over Analysen decken die maximalen Verformungs-Zustände und die maximalen Erdbeben-Kräfte in einem Tragwand-Gebäude ab (Abschnitt 4.1.3).

Das so erweiterte Kapazitätsspektrum-Verfahren wurde auf vier Beispielgebäude angewendet. Es handelt sich um Stahlbeton-Gebäude, die in der Feldstudie erfasst wurden und deren Erdbeben-Verhalten als vermutlich ungünstig eingestuft wurde. Zwei Gebäude sind fünfstöckige Bürogebäude, die durch Tragwände und Rahmen horizontal ausgesteift werden. Ein Gebäude ist ein Wohnblock mit neun Stockwerken, das ein Erdgeschoss mit einem vergleichsweise geringen Widerstand aufweist ("soft story"). Vom dritten Stock an sind einige Wände in Mauerwerk ausgeführt. Das vierte Gebäude ist ein fünfstöckiges Bürogebäude, dessen Aussteifung durch die Wände des Liftschachtes bzw. der Treppenhäuser erfolgt. Von diesem Gebäude wurde eine Modell-Variante erstellt, indem der Schubwiderstand der Wände im Modell reduziert wurde. So konnte die Auswirkung eines im Vergleich zum Biege-Verstand geringen Schubwiderstandes studiert werden. Von den Beispielgebäuden wurden zweidimensionale Makromodelle erstellt.

Vergleich mit nicht-linearen  
Zeitverlaufs-Berechnungen

Weil das Kapazitätsspektrum-Verfahren in analytischer Hinsicht approximativ ist, wurden dessen Resultate mit den Resultaten von nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen verglichen. Letztere sind in analytischer Hinsicht genau, sie sind jedoch dem Einfluss von Zufälligkeiten unterworfen, die für die Erdbebenantwort von nicht-linearen Systemen typisch sind.

Aufgrund von theoretischen Überlegungen und dem Vergleich mit den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen wird das Kapazitätsspektrum-Verfahren wie folgt beurteilt. Es eignet sich zur Berechnung des massgebenden inelastischen (Versagens-) Mechanismus. In jenen Fällen, wo sich in der oder den Tragwänden ein Biegemechanismus ausbildet, haben die nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen bestätigt, dass die erste Eigenform die Decken-Verschiebungen und die Verformungen der Tragwerks-Elemente dominiert. Bei bekannter Zielverschiebung ist das Kapazitätsspektrum-

Verfahren somit in der Lage, die Decken-Verschiebungen zuverlässig vorherzusagen. Es ergab sich weiter, dass die Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen ermittelt wurden, im Mittel gut mit der Zielverschiebung übereinstimmt, die im Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet wurde. Das heisst, dass das implementierte hysteretische Modell ungefähr jene Energiedissipation erzeugt, die zufolge der Prozedur A des ATC-40 für Gebäude mit geringer Energiedissipations-Kapazität (Gebäudetyp C) erwartet wird.

Wenn sich ein Schubmechanismus in den Tragwänden einstellt, so sind die Prognosen für die Decken-Verschiebungen weniger gut. Maximale Schubverformungen an einem Tragwerks-Element können auch bei einer Gebäude-Verschiebung auftreten, die deutlich kleiner ist als die maximale Gebäude-Verschiebung. Die Berechnungen der Beispielgebäude mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren fielen dennoch in fast allen Fällen zufriedenstellend aus. Ungenügend war die Vorhersage des Verhaltens in zwei Fällen, wo das Kapazitätsspektrum-Verfahren den inelastischen Schubmechanismus nicht vorhersagte, der in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen auftrat. Dies ist auf eine ungenügende Schätzung der Schubkräfte infolge höheren Eigenformen zurückzuführen. Ein Verbesserungs-Vorschlag ist in Abschnitt 4.3.4 enthalten. Diese Folgerungen gelten selbstverständlich im Rahmen der Gültigkeit der verwendeten Makromodelle.

**Globale Verschiebe-Duktilität** Abgesehen von den zwei erwähnten Fällen hat sich das Kapazitätsspektrum-Verfahren bewährt zur Bestimmung der globalen Verschiebe-Duktilität. Bei linearen Berechnungs-Verfahren kann die Duktilität nicht berechnet werden. Typischerweise machen Normen pauschale Angaben zur Energiedissipation, die u.a. auf der vermuteten Duktilität beruht. Der Vergleich der Berechnungs-Resultate zeigt, dass die Angaben der Normen zur Energiedissipations-Kapazität oft unrealistisch sind. Für die detaillierte Überprüfung einzelner Tragwerke sind sie daher weniger gut geeignet.

**Vereinfachte Berechnung von Tragwand-Gebäuden** Die Erkenntnisse zum Kapazitätsspektrum-Verfahren und das Verhalten von Tragwänden sind in einen Vorschlag eingeflossen zur vereinfachten Berechnung von Tragwand-Gebäuden, die keine nicht-lineare Modellierung des Gebäudes erfordert (Abschnitt 4.3.5). Der Vorschlag sieht vor, das Tragwerks-Verhalten hinsichtlich des wahrscheinlichen Versagensmodus zu untersuchen. Bei Schubversagen ist vorgesehen, eine kraft-basierte Erdbeben-Berechnung durchzuführen. Bei Biegemechanismen ist vorgesehen, den plastischen Widerstand zu berechnen und die Gebäude-Verschiebung beim Grenzzustand der Erdbebenkapazität (Versagen) mit Hilfe von Tabellenwerken zu ermitteln. Das so geschätzte Gebäude-Verhalten kann wie beim Kapazitätsspektrum-Verfahren in Form eines Kapazitätsspektrums beschrieben und mit den Erdbeben-Einwirkungen verglichen werden.

### **Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens**

Im Bereich der Überprüfung bestehender Tragwerke kommen zur Zeit hauptsächlich zwei Beurteilungs-Kriterien zur Anwendung. Das eine Kriterium ist die Tragsicherheit nach Massgabe der Normen, das andere ist das Kriterium des optimalen Personen-

schutzes (individuelles Risiko und Rettungskosten). Eine andere Möglichkeit ist es, das Gebäude-Verhalten nach dem materiellen Risiko und dem Risiko von Personenschäden zu beurteilen. Es war im Rahmen dieser Arbeit von Nutzen, mehrere Kriterien anzuwenden und ihre Eigenheiten kennenzulernen.

#### Tragsicherheit

Die Tragsicherheit der Beispielgebäude wurde probabilistisch untersucht. Dazu wurde ein Konzept entwickelt, das sich weitgehend auf die Angaben zur Erdbeben-Bemessung und -Überprüfung stützt, die in den gültigen Normen SIA gemacht werden. Für dieses Konzept wurde der Erdbebentauglichkeits-Parameter eingeführt. Er misst das Erdbeben-Verhalten am Produkt des Widerstandes des Tragwerks gegen horizontale Einwirkungen und der Energiedissipations-Kapazität. Dank diesem Erdbebentauglichkeits-Parameter können probabilistische Konzepte auf einfache Weise angewendet werden. Für jedes Beispielgebäude wurde die Verteilungsfunktion dieses Parameters berechnet, indem die Eigenschaften der Beispielgebäude variiert und der Parameter mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet wurden (Monte-Carlo-Verfahren). Die Resultate bestätigten die Ergebnisse der diskreten Gebäudeberechnungen.

Bei einem Tragsicherheits-Nachweis nach Massgabe der Normen wird man sich in vielen Fällen damit zufrieden geben, den Widerstand zu untersuchen und als Einwirkung das Antwortspektrum der Norm verwenden. Dieses hat den Vorteil, dass es allgemein anerkannt ist. Für einen Tragsicherheits-Nachweis im Sinne der Normen spielt es keine Rolle, ob das Antwortspektrum der Norm auf erwartungstreuen Schätzungen der Einwirkungen beruht oder nicht.

Die Berechnungen ergaben, dass von den vier Beispielgebäuden drei ein Erdbeben-Verhalten aufweisen, das ausreicht, um die Anforderungen der aktuellen Norm SIA 160 in der Erdbebenzone 2 (Basel) zu erfüllen [SIA 160 1989]. Das Modell eines Beispielgebäudes zeigt ein Verhalten, das knapp diesen Anforderungen entspricht. Weil jedoch dieses Modell die in diesem Gebäude bedeutenden Torsions-Beanspruchungen nicht berücksichtigt, muss gefolgert werden, dass das Gebäude die Norm-Anforderungen nicht erfüllt.

#### Beurteilung von Risiko-Grössen

Wenn man sich jedoch mit Risiken beschäftigt, so möchte man bei der Beurteilung oft die Erdbeben-Risiken mit Risiken anderer Gefahren vergleichen. Dafür ist es wichtig, den Erwartungswert und die Unschärfe des Risikos zu kennen, womit also auch die Einwirkung in realistischer Weise bekannt sein sollte.

Es wurden für die Beispielgebäude die individuellen Todesfall-Risiken und die materiellen Risiken berechnet. Weiter wurden die Investitionen ermittelt, die aufgrund von festen Rettungskosten für den Erdbebenschutz der Beispielgebäude getätigt werden könnten. Die materiellen Risiken (Gebäudeschaden-Risiko) wurden mit Einbezug der Unschärfe der Gefährdung (Erdbeben-Intensität) berechnet. Es ergab sich eine grosse Streubreite der Resultate. Diese Streuung gilt auch für die anderen Risiken bzw. für die Investitionen für Ertüchtigungs-Massnahmen. Wegen der unscharfen Gefährdungs-Angaben sind Beurteilungs-Kriterien, die diese Unschärfe nicht umgehen, oft problematisch in der praktischen Anwendung.

Vorschlag zur Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens

Ein Vorschlag zur Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens von einzelnen Gebäuden aufgrund von Ingenieur-Berechnungen geht daher von einer unumstrittenen Einwirkungs-Grösse, dem Antwortspektrum der Norm und dem Tragsicherheits-Nachweis aus. Kann die Tragsicherheit nicht nachgewiesen werden, so ist zu überprüfen, ob Ertüchtigungs-Massnahmen "verhältnismässig" wären, also ob die Ertüchtigungskosten für den Eigentümer zumutbar wären. Das Prinzip der Verhältnismässigkeit ist in unserer Gesellschaft allgemein anerkannt, und soll mit dem Hilfsmittel der Rettungskosten überprüft werden. Gleichzeitig darf nach diesem Vorschlag das individuelle Todesfall-Risiko gewisse Schranken nicht überschreiten.

## 6.2 Ausblick

Die gemachten Berechnungen bestätigen, dass Tragwand-Gebäude bei duktilem Biege-Verhalten ein wesentlich besseres Erdbeben-Verhalten aufweisen, als wenn ein Schubversagen massgebend wird. In den vorliegenden Berechnungen ist dieser Unterschied sehr deutlich, wogegen er in den Bemessungs-Normen typischerweise nicht in dieser Form auftritt. Bei der Überprüfung bestehender Tragwerke sollte diesem Aspekt genügend Beachtung geschenkt werden, was mit einfachen Berechnungen möglich ist.

Neben den Schub- und Biegeversagen zeigen Stahlbeton-Tragwände auch Versagensmodi, bei denen sowohl die Biege- wie auch die Schubbeanspruchung eine Rolle spielen. Der Verfasser ist im Verlauf dieser Arbeit zur Auffassung gelangt, dass das Verhalten von Tragwänden bestehender Gebäude noch besser erforscht werden sollte. Es handelt sich insbesondere um Tragwände mit geringem Bewehrungsgehalt (rund 0.2%), hoher Schubbeanspruchung und zyklischer Belastung.

Die Beurteilung der Erdbebensicherheit von "gewöhnlichen" Gebäuden in Gebieten mit niedriger bis mittlerer Seismizität hängt stark von den Beurteilungs-Kriterien ab. Um in der Praxis Risiko-Kriterien in konsistenter Weise auf Erdbeben-Risiken anwenden zu können, wäre es vermutlich von Nutzen, wenn einzelne, für die Berechnung des Erdbeben-Risikos wichtige Einwirkungs-Grössen in allgemein anerkannter Weise festgelegt würden.



## **Anhänge**



## A Was geschieht bei einem Erdbeben ?

Dieser Anhang soll Hintergrund-Informationen für die Erdbeben-Überprüfung von bestehenden Stahlbeton-Gebäuden liefern. Was sind die Auswirkungen eines Erdbebens ? Im Hinblick worauf sollen Gebäude überprüft werden?

Aus der Sicht eines kalifornischen Fachmannes sind die Personenschäden und die Sachschäden wie folgt zu gewichten:

"The categories of losses from seismic building damage are well known. The most important category of loss, of course, is the extent of casualties, and concern for life safety has been the primary driver for development of minimum codes and standards around the world. Of increasing concern, however, are monetary losses, either from costs of direct repair of damage or due to loss of the function of the building. Although not usually measured in monetary terms, damage and subsequent loss of historic fabric or loss of entire heritage buildings is also an important subcategory of monetary losses (i.e., non life-safety)." [Holmes 2000]

Erdbeben	Magnitude	Tote	Obdachlose / zerstörte Häuser	Schäden [Millionen CH Fr.]
Friaul, 6.5.1976 <sup>1</sup>	6.5	ca. 1000	40'000 Obdachlose; 10'500 zerstörte Häuser (10% der Region)	5'000 <sup>2</sup>
Loma Prieta, 17.10.1989 <sup>3</sup>	7.1	62	5000 zerstörte Häuser (0.3% der Region)	10'000
Northridge, 17.1.1994 <sup>4</sup>	$M_w = 6.7$	53	20'000 Obdachlose	30'000
Kobe, 17.1.1995 <sup>5,6</sup>	6.9	5502	136'000 zerstörte Häuser	?
Epagny (Annecy), 15.7.1996 <sup>7</sup>	5.3	keine Toten	1 Gebäude evakuiert	75
Izmit/Kocaeli, 17.8.1999 <sup>8</sup>	7.4	15135 + "about as much missing"	600'000 Obdachlose; 120'000 zerstörte Häuser	25'000

<sup>1</sup> [Bietti 1976]

<sup>2</sup> [Loda 1990]

<sup>3</sup> [Hoag 1995]

<sup>4</sup> [USGS 1996]

<sup>5,6</sup> [Yamada 2000], [Preuss 2000]

<sup>7</sup> [AFPS 1996]

<sup>8</sup> Kandilli Observatory & Earthquake Research Institute, Bogazici University, Istanbul (<http://www.koeri.boun.edu.tr/earthqk/earthquake.htm>)

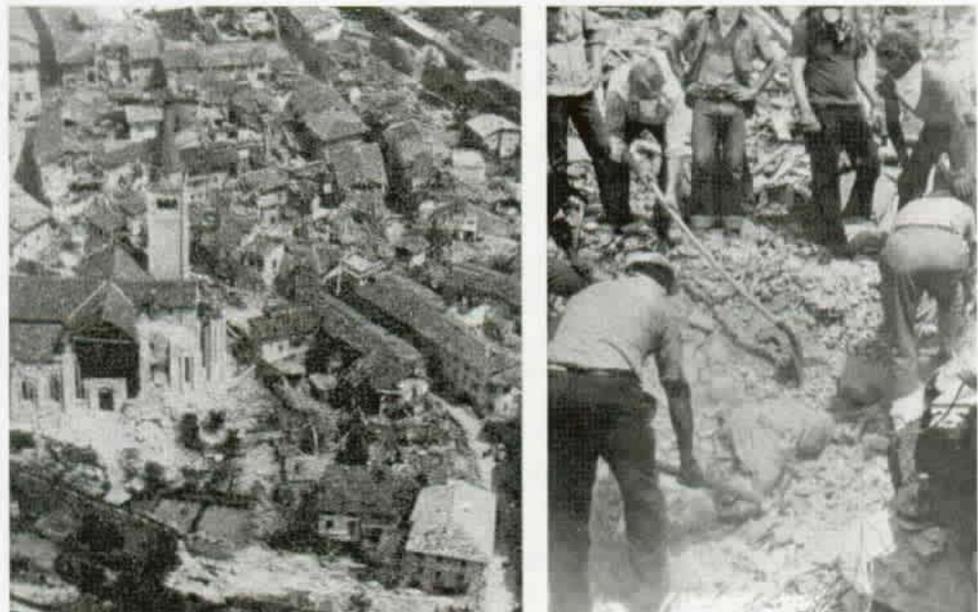
Tabelle A.1: Todesfälle und wirtschaftliche Folgen von fünf grossen Erdbeben.

Tabelle A.1 gibt einen Überblick über die Auswirkungen von sechs Erdbeben, wovon vier in wirtschaftlich hochentwickelten und hochgefährdeten Regionen und zwei in wirtschaftlich mittel entwickelten Regionen (Friaul, Italien; Izmit/Kocaeli, Türkei) stattfanden. Eines davon richtete mässige Schäden an in der Umgebung von Annecy (in der Nähe von Genf). Seine Magnitude betrug rund 5.3. Die Magnitude der anderen fünf Erdbeben beträgt von 6.5 bis 7.1. Die Schäden an Bauten und für die Wirtschaft waren bei den fünf Erdbeben mit Magnitude über 6 sehr hoch. Dagegen ist die Anzahl der Toten ganz wesentlich verschieden zwischen den beiden kalifornischen Beben (Loma Prieta & Northridge) und den anderen drei Beben. Bei den kalifornischen Beben sind nur wenige Dutzend Tote zu beklagen, wogegen bei den anderen drei Beben die Zahl der Toten Tausend(e) betragen.

Gefahr durch traditionelle Bauweisen

Der Grund für die vergleichsweise hohe Anzahl Toter beim Erdbeben in Kobe liegt nach [Yamada 2000] in den vielen in traditioneller Weise errichteten Holzhäusern. Er bezeichnet sie mit "Illegal Past-Permitted Old Weak Buildings", in denen rund 90% der Todesopfer gewohnt hätten. Es handelt sich um Gebäude, die legal erstellt wurden, bevor 1980 ein neues Gesetz den geforderten Widerstand gegen Erdbebenkräfte um etwa den Faktor 5 erhöhte! Die Menschen, die in modernen Gebäuden wohnen, sind also einem wesentlich kleineren Erdbeben-Risiko ausgesetzt als diejenigen, die in den traditionellen Gebäuden wohnen.

Beim Friaul-Erdbeben waren fast alle Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk erstellt, also ebenfalls einem traditionellen und bekanntermassen erdbeben-verletzbaeren Baumaterial (Figur A.1).



Figur A.1: Stark beschädigte Gebäude in einer Ortschaft im Friaul (links) und Suche nach Verschütteten (rechts) nach dem Friaul-Erdbeben im Jahre 1976.

Im Falle des Izmit/Kocaeli-Erdbebens werden mehrere Gründe für die katastrophal hohe Anzahl Todesopfer genannt. Einer davon ist, dass die modernen türkischen Baunormen in den meisten Fällen nicht zur Anwendung kamen.

#### Todesfall-Risiko

Im Gegensatz zu den genannten Erdbeben in der Türkei, Italien und Japan ist die Anzahl Todesfälle bei den kalifornischen Erdbeben klein. Die Gebäudepopulation in Kalifornien scheint im allgemeinen ein ausreichendes Erdbeben-Verhalten aufzuweisen, um das Überleben der Menschen auch bei einem starken Erdbeben sicherzustellen. Das Todesfallrisiko in Kalifornien infolge Erdbeben beträgt gemäss [Schneider et al. 1996]  $2 \cdot 10^{-6}$  pro Person und Jahr. Zum Vergleich seien die Todesfälle infolge Autoverkehr im Staate Kalifornien genannt: 4232 Tote im Jahre 1994, also dem Jahre des Northridge-Erdbebens (<http://www-fars.nhtsa.dot.gov/www/query.html>). Dies entspricht einem Risiko von rund  $10^{-4}$  pro Person und Jahr. Immer noch nach [Schneider et al. 1996] ist gar Büroarbeit lebensgefährlicher als Erdbeben in Kalifornien:  $5 \cdot 10^{-5}$  pro Jahr und Person beträgt die Todesfallrate.

#### Wirtschaftliche Schäden

Die kalifornischen und auch die anderen starken Erdbeben haben einen grossen Sachschaden angerichtet. Im Falle des Northridge-Erdbebens wird eine Schadenssumme von 20 Milliarden US\$ angegeben [USGS 1996]. Dies entspricht rund einem Viertel des kalifornischen Staatsbudgets, das im Jahr 2000 88 Milliarden US\$ (<http://www.dof.ca.gov/>) beträgt. Es handelt sich also auch für den kalifornischen Staat um einen sehr bedeutenden Betrag. Die Schäden des Izmit/Kocaeli-Erdbebens betragen ungefähr 7% des Bruttosozialproduktes der Türkei [<http://www.koeri.boun.edu.tr/earthqk/earthquake.htm>].

Die Erdbeben in Kalifornien, aber auch das Erdbeben in Kobe, beweisen, dass es möglich ist, der Todesgefahr infolge Erdbeben wirkungsvoll vorzubeugen. Weil Kalifornien und Japan wirtschaftlich sehr starke Regionen sind, sei diese Aussage vorläufig auf wirtschaftlich hoch entwickelte Gebiete beschränkt. Die wirtschaftlichen Folgen sind in allen Fällen sehr schwer.

Auch bei einem starken Beben in der Schweiz wären die Erdbeben-Schäden sehr hoch. Bei einer Wiederholung des historischen Basler Bebens von 1356 werden die Gebäudeschäden auf 15 bis 60 Milliarden Franken geschätzt [Schaad 1988] bzw. auf 45 Milliarden [Swiss Re 2000]. Die Rückversicherungsgesellschaft Swiss Re hat ein Modell erarbeitet zur Schätzung der Erdbeben-Schäden, die langfristig erwartet werden. Es wurde eine Risikoprämien-Rate von 0.02% berechnet, das heisst, die langfristig zu erwartenden Erdbeben-Schäden betragen 0.02% des Gebäudewertes. Indessen wird damit gerechnet, dass mehr als die Hälfte der Gesamtschäden sich aus Teil- und Bagatellschäden zusammensetzt. Totalschäden fallen weit weniger ins Gewicht [Swiss Re 2000]. Diese gleiche Studie kommt zum Schluss, dass ein sehr starkes Beben mit einem Gesamtschaden von 80 Milliarden Franken wirtschaftlich verkraftbar wäre. Denn die Inflation würde um zusätzlich 2% während 3 Jahren und die Langfristzinsen um 1% zunehmen. Indessen wird angenommen, dass es Einzelne, also sowohl Private wie auch Firmen, die vom Erdbeben besonders hart getroffen wurden, in ihrer Existenz bedroht würden.

"Häufiges" Schadenbeben

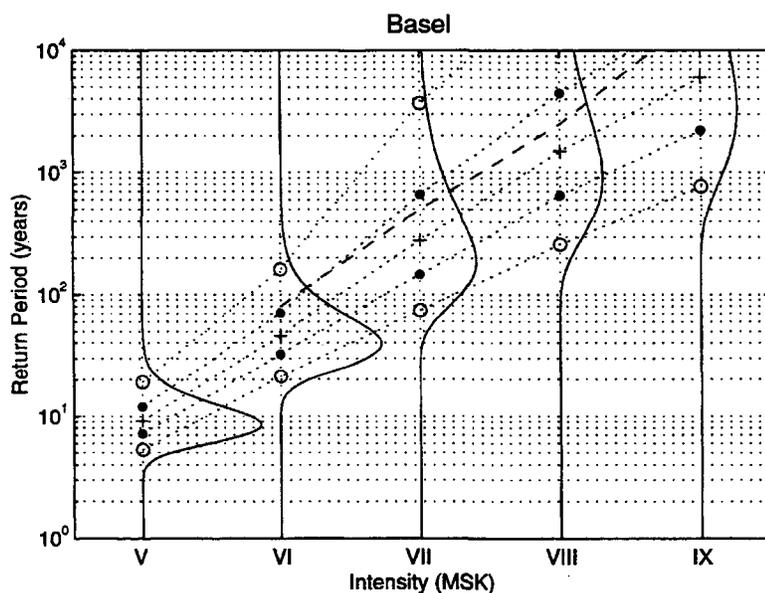
Als Beispiel für ein Schadenbeben mit einer vergleichsweise grossen Auftretens-Wahrscheinlichkeit wird das Beben von Epagny von 1996 angeführt. Diesem Beben wurde eine Intensität von VII – VIII auf der MSK-Skala zugeordnet [AFPS 1996] und entspricht damit der Intensität, die der Erdbeben-Einwirkung in der Erdbeben-Zone 2 (Intensität VII<sup>+</sup> bei einer Wiederkehrperiode von 400 Jahren) der Norm SIA 160 zugrundegelegt wurde [SIA D045 1989]. Beim Erdbeben von Epagny musste ein Gebäude evakuiert werden. Die Schäden werden auf 75 Millionen Schweizer Franken beziffert. Nach Ansicht des Verfassers ist es bemerkenswert, dass bei diesem Erdbeben kein bewohntes Gebäude einstürzte (obwohl es auch in Frankreich bestimmt viele Gebäude gibt, die bei einer Überprüfung die Anforderungen der Norm SIA 160 nicht erfüllen würden) und dass es keine schweren Personenschäden gab.

## B Erdbeben-Gefährdung der Schweiz

### B.1 Erdbeben-Gefährdung

Erdbeben-Gefährdungs-Studien für die Schweiz

Die Erdbeben-Gefährdung der Schweiz wurde von Seismologen in verschiedener Weise untersucht. Die hierbei verwendeten Grundlagen sind Messungen des Nationalen Starkbeben-Messnetzes der Schweiz und historisch überlieferte starke Erdbeben. In der Schweiz liegen keine Messungen von einem sehr starken Erdbeben vor (Intensität mindestens VIII). Von den historischen Beben können nur Intensitäten geschätzt werden. Die Erdbeben-Gefährdungsstudien, die die Vorhersage von starken Beben zum Ziel haben, geben die Gefährdung mit Erdbeben-Intensitäten an.



Figur B.1: Wiederkehrperioden von Erdbeben verschiedener Intensität am Standort Basel mit Angabe der Unscharfe. Die Kreise geben die 5% bzw. die 95%-Fraktilen an, die Punkte die 25% bzw. 75%-Fraktilen und die Kreuze stellen die Mediane dar [Rüttener 1995]. Die gestrichelte Linie gibt die Gefährdung an, die in einer älteren deterministischen Gefährdungs-Studie ermittelt wurde und den Erdbeben-Einwirkungen der Norm [SIA 160 1989] zu grunde liegt.

Wegen der geringen Anzahl auswertbarer Ereignisse können für starke Beben nur ungefähre Angaben zur Eintretens-Wahrscheinlichkeit gemacht werden. Um hiezu ein Beispiel zu geben wird die Gefährdung am Standort Basel nach der neusten Gefährdungsstudie für die Schweiz zitiert (Figur B.1) [Rüttener 1995]. Für ein Beben der Intensität VIII beträgt die 5%-Fraktile der Wiederkehrperiode rund 250 Jahre und

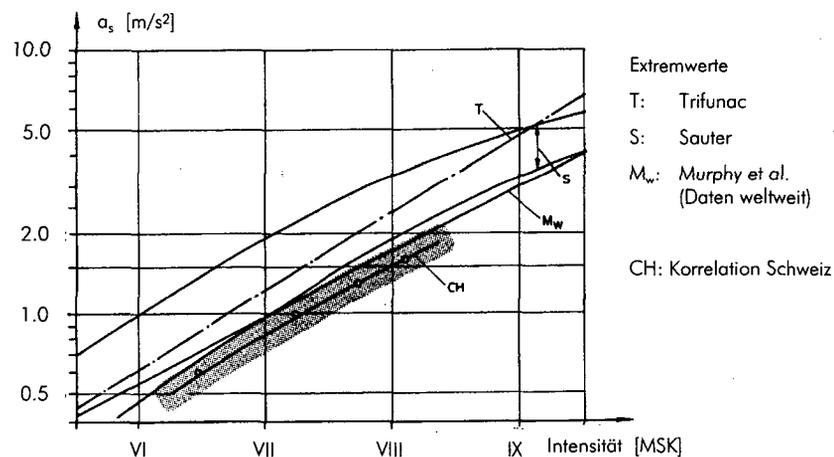
die 95%-Fraktile über 10'000 Jahre. (Anmerkung: für ein Beben der Intensität VIII sind gemäss der EMS-98 [Grünthal et al. 1998] kaum ein Stahlbeton-Tragwand-Gebäude mit schweren Schäden zu erwarten). Je grösser die Erdbeben-Intensität ist, desto weniger genau lässt sich deren Eintretens-Wahrscheinlichkeit angeben.

Dank den Messungen des nationalen Starkbeben-Messnetzes der Schweiz kann die Erdbeben-Gefährdung grundsätzlich auch für Ingenieur-Parameter (Beschleunigungen, Verschiebungen, Frequenzen etc.) berechnet werden. Dies wurde für das Wallis auch durchgeführt [Smit et al. 1998]. Diese Gefährdungs-Studie benützt die Daten, die während knapp 7 Jahren gemessen wurden. Das stärkste Beben des benützten Erdbebenkataloges weist die Magnitude  $M_L = 5.2$  auf. Dieser Erdbebenkatalog wurde jedoch nicht dazu verwendet, um Aussagen für starke Beben zu machen.

## B.2 Erdbeben-Einwirkungen für Tragwerks-Berechnungen

Einwirkungen für  
Risiko-Analysen

Aus der Intensität eines Erdbebens können an sich keine Ingenieur-Parameter hergeleitet werden. Denn das Schadenmass wird von vielen verschiedenen Grössen in einer komplexen Wechselwirkung beeinflusst. Für die Bedürfnisse der Bauingenieure und deren Normen wurde dennoch ein Zusammenhang festgelegt zwischen der Erdbeben-Intensität und der Bodenbeschleunigung (Figur B.2) [SIA D045 1989].

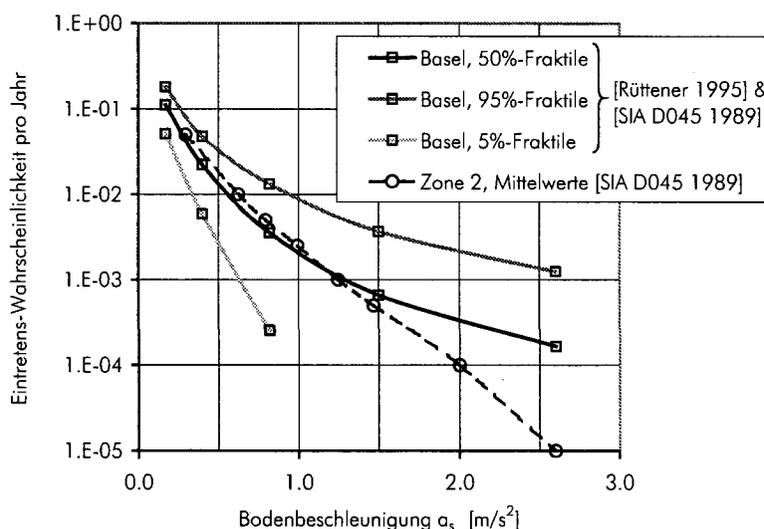


Figur B.2: "Wirksame" horizontale Bodenbeschleunigungen für die Schweiz als Funktion der Erdbeben-Intensität. Zusätzlich sind in dieser Figur Extremwerte der Bodenbeschleunigung angegeben (nach [SIA D045 1989]).

Es handelt sich bei den Beschleunigungen dieser Figur um sogenannte "wirksame" horizontale Spitzen-Bodenbeschleunigungen. Das heisst, es wird angenommen, dass bei einem Erdbeben dieser Beschleunigungswert mehrmals erreicht wird und ein Einmassenschwinger die Beschleunigungen entsprechend dem Antwortspektrum der

Norm SIA 160 [SIA 160 1989] amplifiziert. Weil dieser Zusammenhang für die Normung festgelegt wurde, darf vermutet werden, dass die durch das Antwortspektrum gegebene Erdbeben-Einwirkung eher grösser ist als der Erwartungswert.

Um beliebigen Werten horizontaler Bodenbeschleunigungen eine Wiederkehr-Periode sowie eine Grössenordnung der Unschärfe zuordnen zu können, wurden der Zusammenhang zwischen Intensität und Beschleunigung nach Figur B.2 und die probabilistischen Gefährdungs-Daten von [Rüttener 1995] kombiniert. Figur B.3 zeigt den so konstruierten Zusammenhang der "wirksamen" Bodenschleunigung und der Eintretens-Wahrscheinlichkeit sowie den von [Moser 1993] benützten Zusammenhang.



Figur B.3: Eintretens-Wahrscheinlichkeit von "wirksamen" horizontalen Spitzen-Bodenbeschleunigungen am Standort Basel.

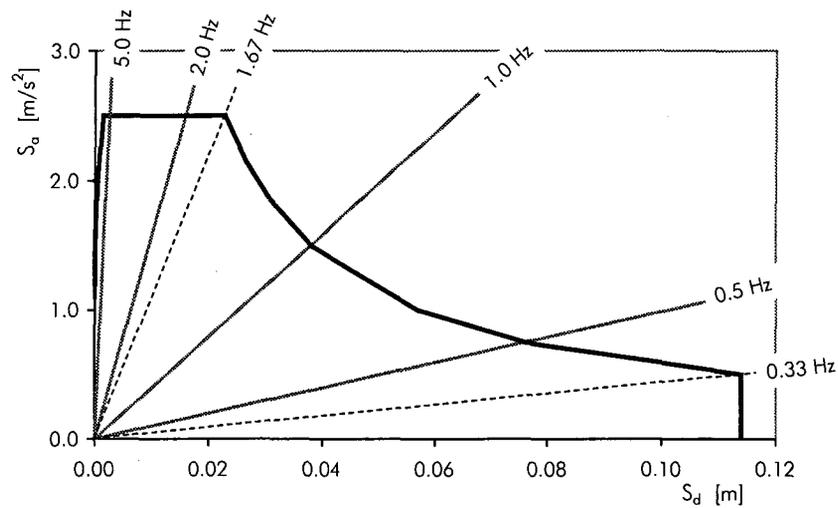
In Abweichung von der Norm [SIA 160 1989] wurden die "wirksamen" Bodenbeschleunigungen mit der Form des Antwortspektrums der Europäischen Vornormen [ENV 1998-1 1996] der Bodenklasse B verknüpft (Figur B.4). Dieses Antwortspektrum wird voraussichtlich in Zukunft in der Schweiz für die Erdbeben-Bemessung gültig sein. Allerdings wird damit bei Erdbeben kleiner Magnitude die Amplitude der tieffrequenten Beschleunigungen überschätzt. Denn bei kleiner Magnitude reicht die freigesetzte Energie nicht aus, um Schwingungen mit grossen Verschiebungs-Amplituden anzuregen.

Einwirkungen für  
deterministische  
Berechnungen

Für die Erdbeben-Berechnungen wurden drei verschiedene Erdbeben verwendet: zwei gemessene Beschleunigungs-Zeitverläufe bzw. ihr Antwortspektrum und ein künstlich generierter Zeitverlauf, dessen Antwortspektrum die Form des Antwortspektrums der Europäischen Vornormen [ENV 1998-1 1996] der Bodenklasse B aufweist (vergleiche Figur B.4). Die Eigenschaften dieser Beschleunigungs-Zeitverläufe sind in Tabelle B.1 beschrieben.

Bei den gemessenen Beschleunigungs-Zeitverläufen des Friaul-Erdbebens handelt es sich um die Registrierungen der Bodenbewegung mit der grössten Intensität, die im Alpenraum je gemessen wurden. Die Epizentraldistanz beträgt 27 km. Die Magnitude des Erdbebens wird mit  $M_l = 6.3$  beziffert.

Der künstlich generierte Beschleunigungs-Zeitverlauf wurde der Arbeit von [Lestuzzi et al. 1999] entnommen ("Quaksoff") und für die hiesigen Bedürfnisse modifiziert, so dass er dem Antwortspektrum der Bodenklasse B entspricht und nicht mehr wie ursprünglich dem Spektrum für die Bodenklasse C.



Figur B.4: Antwortspektrum der Europäischen Vornorm [ENV 1998-1 1996] im Format ADRS für den Standort Basel ("wirksame" Spitzen-Bodenbeschleunigung  $a_s = 1.0 \text{ m/s}^2$ ) und die Bodenklasse B.

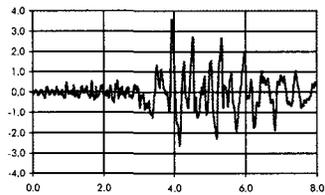
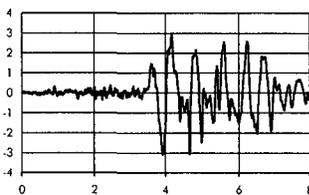
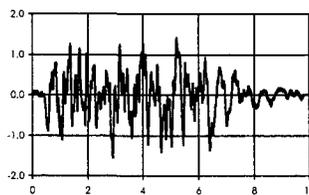
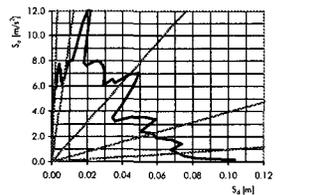
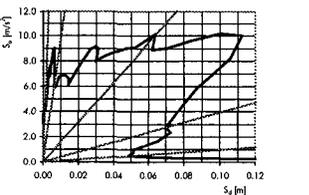
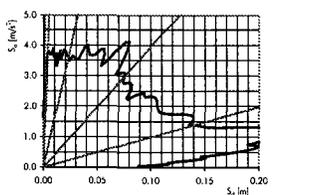
Beschleunigungs-Zeitverlauf	Friuli-Tolmezzo, longitudinale Richtung	Friuli-Tolmezzo, transversale Richtung	Beben nach dem Antwortspektrum der [ENV 1998-1 1996], Bodenklasse B (siehe auch Figur B.4)
Kurzbezeichnung	Friuli-L	Friuli-T	EC8B-Beben
Herkunft	Friaul-Erdbeben, 6. Mai 1976, Station Tolmezzo	Friaul-Erdbeben, 6. Mai 1976, Station Tolmezzo	Modifikation des künstlich generierten Beschleunigungs-Zeitverlaufes für weiche Böden, Erdbebenzone SIA 3b "Quaksoft" [Lestuzzi et al. 1999]
Spitzenbeschleunigung	3.6 m/s <sup>2</sup>	3.1 m/s <sup>2</sup>	mehrere Skalierungen (1.6 m/s <sup>2</sup> , 2.6 m/s <sup>2</sup> )
Starkbebendauer [s]	4 sec	4 sec	7 sec
Frequenz-Inhalt (vorwiegend)	2 – 10 Hz	1.5 – 3 Hz	Normenspektrum mit Plateau von 1.67 – 6.7 Hz
Form			
Antwortspektrum			

Tabelle B.1: Erdbebenzeitverläufe, die in den nicht-linear dynamischen Zeitverlauf-Berechnungen verwendet werden.



## C Standards zur Erdbeben-Überprüfung bestehender Gebäude

In den von Erdbeben besonders gefährdeten Gebieten der Welt wurden nicht nur Normen und Standards für erdbebentaugliches Entwerfen, Bemessen und Bauen entwickelt. Sondern es wurden auch Standards entwickelt für die Erdbeben-Überprüfung von bestehenden Gebäuden. Damit wurde der Erkenntnis Rechnung getragen, dass ein sehr grosser Teil des zur Zeit vorhandenen Erdbebenrisikos von bestehenden Gebäuden ausgeht. Denn viele bestehende Gebäude wurden nicht oder aus heutiger Sicht ungenügend für Erdbeben bemessen und sind deshalb verletzbar.

### C.1 Europäische Norm ENV 1998

Die Europäischen Vornormen beinhalten nicht nur Regeln für die erdbebengerechte Bemessung sondern auch zur Überprüfung von bestehenden Gebäuden. Diese befinden sich im Abschnitt ENV 1998-1-4, Abschnitt 2 "information for structural assessment", Abschnitt 3 "evaluation" und 4 "decisions for structural interventions" sowie in verschiedenen Anhängen [ENV 1998-1 1996]. Bei der Überprüfung von Stahlbetontragwerken scheinen insbesondere die Anhänge B, C und G von Bedeutung ("annex B (informative): Information for structural assessment; annex C (informative): conceptual bases for Design Documents allowing for reduced ag values (effective peak ground accelerations) in assessment and redesign operations; annex G (informative): specific provisions for concrete structures").

Motivation

Die Europäischen Vornormen schliessen zwar noch keine Empfehlungen oder Regeln ein für die Reparatur oder Verstärkung von Tragwerken unter anderen als Erdbeben-Einwirkungen. Für den Erdbebenfall wurden dennoch solche Regeln eingeschlossen, weil viele alte Tragwerke ohne Erdbebeeinwirkungen bemessen wurden, neuere Erkenntnisse Verstärkungen notwendig machen oder Erdbeben an einer grossen Zahl von Gebäuden Reparaturen notwendig machen.

Bauwerks-Zustand  
(Abschnitt 2)

Nach [ENV 1998-1 1996] sollte das Tragwerk inspiziert werden und andere, relevante Informationen sollten von qualifiziertem Personal gesammelt werden. Eine Inspektion sollte folgende Punkte umfassen (siehe Anhang B): Visuelle Überprüfung des Tragwerks, Identifikation von möglichen groben Fehlern beim Bau oder dem Unterhalt, Dokumentation von Bauschäden und alterungsbedingten Eigenschafts-Veränderungen, Zustand der nicht-tragenden Bauwerksteile und Vergleiche mit benachbarten ähnlichen Bauten. Folgende Untersuchungen können durchgeführt werden: Tragwerks-Vermessung, Bodenuntersuchungen, Labor- oder "in-situ"-Tests des Baumaterials sowie dynamische und statische Versuche am Bauwerk.

Schliesslich sollte eine Erdbeben-Überprüfung auf folgenden, minimalen Informationen aufbauen:

- Identifikation des Tragwerks und des Tragwerktyps sowie dessen Kategorisierung nach ENV 1998 nach den Regelmässigkeitskriterien und – wenn möglich – der Duktilität
- Änderungen am Tragwerk seit dem Bau
- Identifikation der Baugrund-Eigenschaften nach ENV 1998-1-1, Abschnitt 3.2
- Identifikation des Typs der Gebäudefundation
- Identifikation der Umwelteinflüsse
- Abmessungen von Tragwerks-Elementen und des Gebäudes
- Aktueller bzw. künftiger Gebrauch des Gebäudes
- Abschätzung der Nutzlasten zufolge der Gebäudebenützung
- Informationen über die Materialqualität, mögliche Schäden und allfällige frühere Reparaturen
- Informationen zu identifizierbaren groben Fehlern bei der Konzeption des Tragwerks, Materialfehlern oder Ausführungsdetails

#### Überprüfung (Abschnitt 3)

Die Überprüfung von bestehenden, beschädigten oder unbeschädigten Gebäuden besteht im Nachweis des Widerstandes gegen Erdbebenkräfte (Abschnitt 3.1 (1)). Hierzu werden grundsätzlich die Einwirkungen, die Widerstände und die Rechenverfahren der Erdbeben-Bemessungsvorschriften verwendet, wobei verschiedene Aspekte des Nachweises an die besonderen Bedingungen bei einer Überprüfung angepasst werden.

#### Verhaltens-Ziele der ENV 1998

Die Verhaltens-Ziele nach den in Entwicklung begriffenen Europäischen Normen sind die Erhaltung der "Standicherheit" und die "Schadensbegrenzung":

Erhaltung der "Standicherheit" bedeutet, dass ein Gebäude so zu bemessen ist, dass es ohne örtliches und globales Versagen dem Bemessungserdbeben widersteht. Die Einhaltung dieses Kriteriums wird mit dem "Nachweis der Tragfähigkeit" für das Bemessungsbeben überprüft. Es gelten aber nicht für alle Gebäude die gleichen Einwirkungen sondern sie werden in vier Bedeutungskategorien eingeteilt. Die für das Bemessungsbeben berechneten Erdbeben-Einwirkungen werden für den Tragfähigkeitsnachweis mit dem Bedeutungsbeiwert  $\gamma$  multipliziert. Er beträgt 1.4 für Gebäude der Bedeutungsklasse I (Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke etc.) und 1.0 für normale Bauten (z.B. Wohnbauten; Bedeutungsklasse III).

Unter "Schadensbegrenzung" ist gefordert, dass bei einem Erdbeben mit grösserer Eintretens-Wahrscheinlichkeit als dem Bemessungserdbeben die durch Erdbebensschäden und Nutzungseinschränkungen entstehenden Kosten nicht unverhältnismässig sind im Vergleich zu den Baukosten.

Es werden aber keine präziseren Berechnungsgrundlagen (z.B. Kostenschätzungen) gegeben, um die "Schadensbegrenzung" nachzuweisen. Die explizit von der ENV 1998 geforderten Nachweise sind der "Tragfähigkeitsnachweis" für das Bemessungsbeben und der "Gebrauchstauglichkeits"-Nachweis. Auch für diesen Nachweis werden die

Verschiebungen mit dem Bedeutungsbeiwert  $\gamma_i$  multipliziert. Ausserdem ist auch das Akzeptanz-Kriterium der Gebrauchstauglichkeit nochmals von der Bedeutungsklasse abhängig: Das Akzeptanz-Kriterium ist die Verschiebung  $d_r$  zwischen zwei Stockwerken:

$$d_r \leq h \cdot [0.004 \dots 0.006] / v$$

$h$  Stockwerkshöhe

$v$  Abminderungsfaktor für die als gross eingeschätzte Wiederkehrperiode des Bemessungserdbebens  
 = 2.5 für Bedeutungskategorie I  
 = 2.0 für Bedeutungskategorie IV

Der Wert 0.004 ist bei Gebäuden mit spröden nicht-tragenden Elementen, die mit dem Tragwerk verbunden sind, zu benützen. Der höhere Wert von 0.006 ist dann zu benützen, wenn allfällige nicht-tragenden Elemente nicht die Tragwerksverformungen aufnehmen müssen.

Reduktion der Einwirkungen

Die Erdbeben-Einwirkungen können unter bestimmten Umständen reduziert werden (ENV 1998-1-4, Abschnitt 3.2). Andere, gleichzeitig mit den Erdbebenkräften wirkende Kräfte, dürfen nicht abgemindert werden. Z.B. können die Erdbeben-Einwirkungen verringert werden, um so soziale, ökonomische oder Ziele des Denkmalschutzes zu optimieren.

Rest-Lebensdauer

Ebenfalls können die Erdbebenkräfte reduziert werden, wenn die Rest-Lebensdauer geringer ist als die bei der Bemessung angenommene Lebensdauer. Es muss sichergestellt werden, dass das Gebäude nach dem Ablauf der Rest-Lebensdauer abgebrochen wird. Bei Gebäuden der Bedeutungskategorie I ("life line") ist die Abminderung der Einwirkung nicht zulässig. Der Anhang C des ENV 1998-1 enthält einen Vorschlag für diese Reduktion:

$$a_g = \exp(k_1 \cdot \log(T_m) + k_2) \quad (C.1)$$

Dabei ist  $a_g$  gleich der Bodenbeschleunigung,  $T_m$  ist gleich der mittleren Wiederkehrperiode des massgebenden Erdbebens und kann als Funktion der Rest-Lebensdauer  $L_r$  und der akzeptierten Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_f$  berechnet werden:

$T_m = -L_r / \ln(1 - p_f)$ . Die Grössen  $k_1$  bzw.  $k_2$  sind standort-spezifische Parameter.

Auch aus anderen Gründen kann zufolge Anhang C die Bodenbeschleunigung reduziert werden, nämlich wenn die Sanierungskosten ab einem bestimmten Sanierungsziel erheblich stärker ansteigen oder wenn historische Gebäude betroffen sind, für die Sanierungen zu schwerwiegenden Eingriffen führen würden.

Berechnungs-Verfahren

Die Berechnungs-Verfahren, die bei der Überprüfung eingesetzt werden, sind die gleichen wie bei einer Bemessung. Das Berechnungs-Verfahren ist grundsätzlich das Antwortspektren-Verfahren. Es kann aber auch das "vereinfachte Antwortspektren-Verfahren" (Ersatzkraftverfahren) angewendet werden, wenn Kriterien für die Regelmässigkeit im Grundriss (Torsion) und im Aufriss erfüllt sind. Nicht-lineare Rechenmodelle sind ebenfalls zugelassen, falls ihr Einsatz und die Realisierung "angemessen

begründet" sind (ENV 1998-1-2, Abschnitt 3.3, 3.5). In allen Fällen sollten die Verfahren an beobachtetem Erdbeben-Verhalten von ähnlichen Gebäudetypen kalibriert werden (ENV 1998-1-4, Abschnitt 3.1 (4)).

Material und Widerstand  
(ENV 1998-1-4,  
Abs. 3.3 und 3.4)

Für die Überprüfung sind auch auf der Widerstands-Seite Abweichungen von den Bemessungs-Regeln zulässig. Die Festlegung der charakteristischen Materialparameter  $f_k$  kann aufgrund der in die ursprüngliche Bemessung eingegangenen Werte erfolgen (wenn kein Verdacht besteht, dass sich das Material-Verhalten verschlechtert hat und dies mit "in situ"-Tests belegt ist) oder aufgrund der 5% Fraktilwerte von Materialtests. Auch die Materialsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  können reduziert werden, vorausgesetzt, die Tragwerksgeometrie und die Material-Eigenschaften sind genau bekannt. Der Anhang G enthält Empfehlungen für die Festlegung der Materialsicherheitsbeiwerte. Es wird die Reduktion des Widerstandsbeiwertes für Bewehrungsstahl auf  $\gamma_s = 1.05$  (Bemessung:  $\gamma_s = 1.15$ ) zugelassen, wenn das Tragwerk nicht beschädigt ist und wenn die Eigenschaften des Bewehrungsstahls in Tests untersucht wurden. Der Widerstandsbeiwert für Beton kann zu  $\gamma_c = 1.20$  (Bemessung:  $\gamma_s = 1.50$ ) angenommen werden, wenn das Kriechen des Betons abgeschlossen ist und wenn die Beton-Eigenschaften in-situ geprüft wurden. Der Anhang G enthält zudem Angaben zur Berechnung von beschädigten Tragwerken.

Für die Bestimmung des Verhaltensbeiwertes  $q$  ist das Tragwerk zu klassifizieren, indem der Tragwerks-Typ, die Regelmässigkeit des Tragwerks und die Duktilitätsklasse identifiziert werden. Die Fundamental-Eigenfrequenz des Tragwerks sollte ebenfalls aufgrund der Kenntnisse des aktuellen Tragwerkszustandes bestimmt werden. In allen Fällen sind die Steifigkeiten von last-verteilenden Decken zu bestimmen und angemessen in die Tragwerksberechnung einzuführen. Die Schnittkraft-Kombination hat gleich bei der Bemessung zu erfolgen (ENV 1998-1-1, 4.4). Wenn differentielle Setzungen der Fundamente zu erwarten sind, sind diese in die Berechnung einzuführen.

Nachweis (Abschnitt 3.6)

Wenn Standard-Verfahren angewendet werden, hat der rechnerische Nachweis für jeden Querschnitt zu erfolgen:

$$\gamma_{Sd} \cdot E_{new,d} \leq R_{new,d} / \gamma_{Rd} \quad (C.2)$$

Der Widerstand  $R_{new,d}$  ist für den aktuellen Tragwerkszustand zu berechnen. Der Modell-Unsicherheitsfaktor  $\gamma_{Rd}$  deckt Unsicherheiten beim Widerstandsmodell ab und ist gegebenenfalls zu erhöhen. Im Anhang G werden folgende Werte empfohlen:

$\gamma_{Rd} = 1.3$  für Gebäude der Bedeutungskategorie I und II

$\gamma_{Rd} = 1.1$  für Gebäude der Bedeutungskategorie III

$\gamma_{Rd} = 1.0$  für Gebäude der Bedeutungskategorie IV

Der Nachweis bei nicht-linear dynamischen Berechnungs-Verfahren wird als erbracht betrachtet, wenn einerseits die Verformungsfähigkeit grösser ist als die berechneten Verformungen; Ausnahmen bei einzelnen Tragwerks-Elementen sind möglich, wenn die Tragwerks-Stabilität nicht gefährdet ist. Andererseits darf das Schadens-Ausmass von Tragwerk und nicht-tragenden Bauwerksteilen akzeptable Grenzen nicht überschreiten.

## C.2 Richtlinien für Erdbeben-Ertüchtigungen in den USA (FEMA-273)

### C.2.1 Wissenstransfer und Förderung des Erdbebenschutzes in den USA

In den Vereinigten Staaten von Amerika (USA) ist die Erforschung der Erdbebenphänomene bei Gebäuden ein wichtiges Forschungsgebiet der Hochschulen bzw. Universitäten. Es ist bemerkenswert, dass es daneben Organisationen gibt, die sich in erster Linie um einen effizienten Wissenstransfer bemühen. Diese Organisationen arbeiten oft in Netzwerken und schaffen – neben anderen Dingen – oft Dokumente, die den Stand der Technik gut und aktuell zusammenfassen. Ein wichtiger Geldgeber dieser Organisationen ist die öffentliche Hand. Vor allem zwei dieser Organisationen sind an dieser Stelle zu nennen: der "Applied Technology Council" (ATC) und die "Federal Emergency Management Agency" (FEMA).

ATC

Der ATC ist eine nicht-gewinn-orientierte Organisation, die 1971 von der "Structural Engineers Association of California" (SEAOC) gegründet wurde. Sie hat die Aufgabe, für Ingenieure anwenderfreundliche Dokumente zu schaffen, die den Stand der Technik bei der Milderung der Auswirkungen von Naturgefahren und anderen Gefahren für die gebaute Umwelt wiedergeben. Der ATC wird von einer Gruppe von Direktoren mit regelmässig wechselnder Besetzung geleitet und so finden sich darin Vertreter von Ingenieurorganisationen aus ganz Amerika. Für die Realisierung von Projekten werden Fachleute aus Forschung und Praxis beigezogen. Die Finanzierung kommt durch Beiträge der öffentlichen Hand und privaten, steuerfreien Spenden zustande. Die Resultate sind öffentlich und zu Selbstkostenpreisen erhältlich (<http://www.atcouncil.org/>).

FEMA

Eine noch etwas breitere Aufgabe als der ATC hat die FEMA. Wie es ihr Name sagt, ist die FEMA dazu da, bei der Bewältigung von Grossunfällen und Katastrophen zu helfen. Es handelt sich um eine unabhängige Bundesbehörde, deren Aufgabe ist, den Bürgern und Institutionen zu helfen, sich auf Katastrophen vorzubereiten, in der Not beizustehen, wenn eine Katastrophe eintritt und deren Auswirkungen zu mildern, sowie die Wiederherstellung des Normalzustandes zu erleichtern. Wo möglich, hilft die FEMA Massnahmen zur Verhinderung von Unfällen zu ergreifen. Zur Verwirklichung ihrer Aufgabe arbeitet die FEMA oft mit aussenstehenden Personen oder Organisationen zusammen.

NEHRP

In den Rahmen ihrer Tätigkeit zur Vorbereitung auf Katastrophen schreibt die FEMA die Aktivitäten des "National Earthquake Hazard Reduction Program" (NEHRP) ein. Das NEHRP ist ein Bundesprogramm der USA zur Reduktion des Erdbebenrisikos, das mit einem Gesetz von 1977 und einer Ergänzung von 1990 lanciert wurde. Am NEHRP sind die FEMA als leitende Behörde, das "National Institute of Standards and Technology" (NIST), "National Science Foundation" (NSF) und der "United States Geological Survey" (USGS) explizite beteiligt. Das Programm NEHRP beinhaltet die

Förderung des Verständnisses, der Beschreibung und Vorhersage der Erdbebenphänomene und –Verletzbarkeit und die Reduktion des Erdbebenrisikos durch angepasste Landnutzung, erdbebentaugliche Bemessung und –konstruktion. Aus einer rund 13 Jahre dauernden Anstrengung der FEMA und ihrer Partner resultierten das "NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings" (FEMA-178) [FEMA-178 1992] und die "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings" (FEMA-273) [FEMA-273 1997a] bzw. "NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings" (FEMA-274) [FEMA-274 1997b].

FEMA-273 Autoren

Wie es die Struktur des NEHRP erwarten lässt, sind an diesen Dokumenten viele Autoren beteiligt. Das Handbuch FEMA-178 wurde vom BSSC entwickelt aufgrund einer vorläufigen Version des ATC. BSSC heisst "Building Seismic Safety Council" und ist als Werkzeug geschaffen worden, um juristische, gesellschaftliche und technische Probleme rund um die Verminderung des nationalen Erdbebenrisikos zu lösen, indem autoritärer Einfluss geltend gemacht wird bzw. der Konsens gesucht wird.

Fachlich steht auch hinter den Richtlinien FEMA-273 bzw. FEMA-274 der ATC, der diese Publikationen im Rahmen des Projektes ATC-33 geschaffen hat. Der ATC hat in diesem Projekt Mitarbeiter der "American Society of Civil Engineers" (ASCE), der FEMA, des BSSC und viele unabhängige Fachleute der Praxis und aus der Forschung vereinigt. Es kann daher geschlossen werden, dass diese Dokumente weitgehend einen Konsens der amerikanischen Erdbeben-Fachleute darstellen.

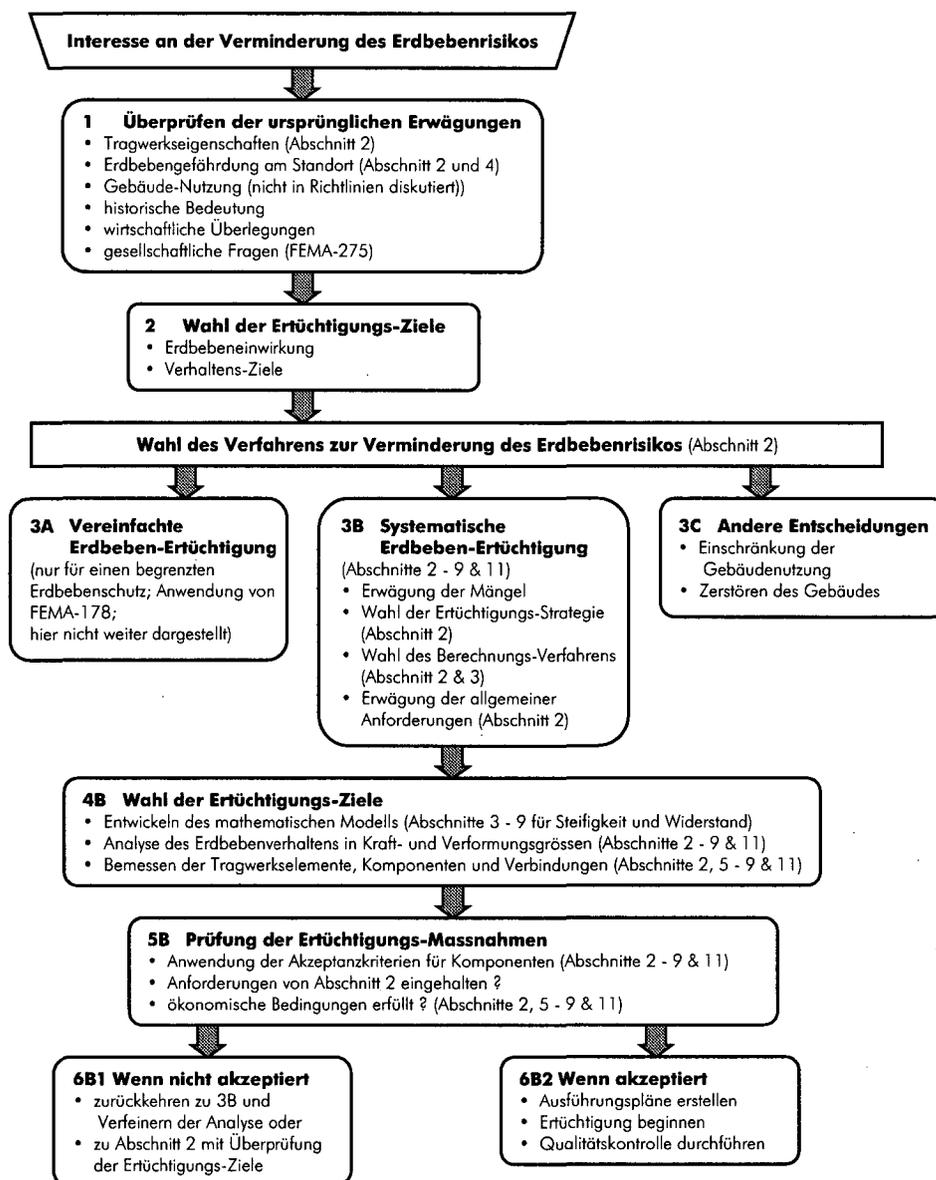
## C.2.2 Richtlinien FEMA-273

Ziele der Richtlinien  
FEMA-273

Der primäre Zweck der Richtlinien FEMA-273 ist es, eine technisch einwandfreie und national akzeptierte Grundlage zu schaffen für Erdbeben-Ertüchtigungen. Sie sollen als ein benutzerfreundliches Dokument erfahrenen Ingenieuren helfen, Erdbeben-Überprüfungen durchzuführen. Die Richtlinien sollen unter anderem auch als Hilfestellung dienen, wenn es darum geht, Schutzziele festzulegen.

Inhalt

Wie ihr Name sagt, sind die "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings" (FEMA-273) nicht nur Richtlinien für die Erdbebenüberprüfung sondern auch für die Ertüchtigung von bestehenden Bauten. Die Richtlinien sehen ein "vereinfachtes Verfahren" und ein "systematisches Verfahren" vor. Das "vereinfachte Verfahren" ist nur anwendbar, wenn das Ziel für das Erdbeben-Verhalten sich auf "life safety" (keine Lebensgefahr) beschränkt. Dann kann das Handbuch für Erdbeben-überprüfungen FEMA-178 benützt werden. Zur Überprüfung von Verhaltens-Zielen, die dem Ansatz des "performance based design" entsprechen, bietet das Handbuch FEMA-178 keine genügende Grundlage. Im folgenden wird nur noch auf das systematische Verfahren eingegangen.



Figur C.1: Flussdiagramm für die Erdbeben-Ertüchtigung nach der Richtlinie FEMA-273, "systematisches Verfahren" [FEMA-273 1997a].

#### Vorgehen

Das Vorgehen bei der Erdbeben-Ertüchtigung ist in Figur C.1 graphisch dargestellt. Es beginnt mit dem (freiwilligen) Interesse eines Besitzers für eine Erdbeben-Ertüchtigung. Das Gebäude ist in seinem aktuellen Zustand zu untersuchen und seine Eigenschaften sind angemessen zu berücksichtigen (z.B. historische Bedeutung, Schäden am Tragwerk etc.). Daraufhin können die Verhaltens-Ziele bei Erdbeben gewählt werden. Bei Anwendung des "systematischen Verfahrens" ist dann eine Strategie zur Erdbebenertüchtigung zu wählen, für die eine Vordimensionierung durchgeführt wird. Mit einem geeigneten Berechnungs-Verfahren wird das Verhalten des virtuell ertüchtigten Gebäudes analysiert und es wird beurteilt, ob so die Verhaltens-Ziele eingehalten werden oder nicht. Die Verhaltens-Ziele sind nicht nur für Tragwerkelemente sondern auch für nicht-tragende Bauwerksteile festgelegt und zu überprüfen.

Wenn die Verhaltens-Ziele nicht erreicht werden, so sind die Massnahmen zu korrigieren oder die Strategie zu ändern bis die Ziele erreicht sind.

{Nach Ansicht des Verfassers können diese Richtlinien in idealer Weise auch für Erdbeben-Überprüfungen eingesetzt werden; es genügt, bei der Erdbebeneinwirkung die Ertüchtigungs-Massnahmen wegzulassen. Daher werden die in den Richtlinien FEMA-273 beschriebenen Ertüchtigungs-Massnahmen hier nicht weiter erwähnt.}

Hier seien die folgenden Aspekte aus den Richtlinien FEMA-273 erwähnt: die Verhaltens-Ziele bei Erdbeben, die Erdbebeneinwirkungen und der Einfluss des lokalen Baugrundes, die Berechnungs-Verfahren, Grundlagen der Modellierung und einige ausgewählte Angaben zu Stahlbeton-Tragwerken.

### Verhaltens-Ziele bei Erdbeben

Die Richtlinien FEMA-273 enthalten als eines der wenigen normen-ähnlichen Dokumenten Verhaltens-Ziele, die eine Umsetzung des "performance based designs" darstellen. Es wird hier angemerkt, dass die Autoren keine Garantie geben für die Einhaltung der Verhaltens-Ziele bei Anwendung der Richtlinien.

Die Umsetzung des "performance based design" in den Richtlinien FEMA-273 kann an mehreren bemerkenswerten Eigenschaften der Verhaltens-Ziele der Richtlinien abgelesen werden (vergleiche [Bertero 1996]):

1. ein Verhaltens-Ziel wird in Funktion der Eintretens-Wahrscheinlichkeit eines Erdbeben-Ereignisses formuliert (und nicht in Abhängigkeit einer Beschleunigung)
2. mehrere Paare der Eintretens-Wahrscheinlichkeit eines Erdbebens und die dabei angestrebten Verhaltens-Ziele werden formuliert
3. die Verhaltens-Ziele betreffen das Tragwerk, die nicht-tragenden Bauwerksteile und die Gebäudeinhalte bzw. Installationen

Probabilistische Gefährdungs-  
Definition

Tabelle C.1 zeigt die Umsetzung der Punkte 1 und 2. Es wird keine Erdbebenintensität oder Beschleunigung angegeben sondern eine Eintretens-Wahrscheinlichkeit des Erdbebens, die unabhängig vom Standort festgelegt werden kann. Die Eintretens-Wahrscheinlichkeit ist als Überschreitenswahrscheinlichkeit in einem festen Zeitraum von 50 Jahren angegeben. Die physikalische Einwirkung in der Grösse Boden-Beschleunigung für Ereignisse mit einer bestimmten Eintretens-Wahrscheinlichkeit ist in Erdbebengefährdungskarten gegeben. Damit die Erdbebeneinwirkung für andere Eintretens-Wahrscheinlichkeiten bestimmt werden kann, empfehlen die Richtlinien-Kommentare FEMA-274 [FEMA-274 1997b] eine lineare Interpolation der Bodenbeschleunigung auf einem doppelt-logarithmischen Papier.

"multi-level design"

Auch Punkt 2 wird umgesetzt, indem das "grundlegende Sicherheitsziel" ("Basic Safety Objective") [FEMA-273 1997a] immerhin zwei Paare von Eintretens-Wahrscheinlichkeit und Verhaltens-Ziel enthält ("multi-level design"). Das "grundlegende Sicherheitsziel" stellt die Bedingungen  $k$  und  $p$  aus der Matrix von Tabelle C.1. Der Bauherr kann aber auch andere Felder als Verhaltensziele festlegen. Im Sinne des "performance

based design" werden vollständigerweise auch Bedingungen für die Verhaltens-Ziele 1-A bzw. 1-B gestellt.

		Verhaltens-Ziele für Gebäude			
		Betriebsbereitschaft (1-A)	unmittelbare Begehbarkeit (1-B)	keine Lebensgefahr (3-C)	Erdbebenkapazität (5-E)
		"operational performance level"	"immediate occupancy level"	"life safety performance level"	"collapse prevention performance level"
Erdbebenintensität (abhängig von der Eintretens-Wahrscheinlichkeit)	50% in 50 Jahren	a	b	c	d
	20% in 50 J.	e	f	g	h
	BSE-1 (10% in 50 J.)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% in 50 J.)	m	n	o	p

BSE-1: Basic Safety Earthquake 1  
BSE-2: Basic Safety Earthquake 2

Tabelle C.1: Möglichkeiten zur Festlegung der Verhaltens-Ziele gemäss FEMA-273

Verhaltens-Ziele für Tragwerk & andere Bauwerksteile

Die Verhaltens-Ziele schliessen in Übereinstimmung mit dem oben genannten Punkt 3 auch das Verhalten der nicht-tragenden Bauwerksteile und Installationen ein. Dementsprechend weist die Figur C.2 eine Achse für das Tragwerks-Verhalten ("structural performance") und eine Achse für das Verhalten der nicht-tragenden Bauwerksteile auf ("nonstructural performance"). Es wird so eine Matrix aufgezogen. Nicht alle Felder dieser Matrix ergeben eine sinnvolle Kombination; die vollständige Matrix kann aber hilfreich sein als Kommunikations-Instrument.

Als häufiger verwendete Kombinationen in Figur C.2 (die auch in die Tabelle C.1 eingegangen sind) führt FEMA-273 folgende vier Gebäudeverhaltens-Ziele an: "Betriebsbereitschaft" (1-A), "unmittelbare Begehbarkeit" (1-B), "keine Lebensgefahr" (3-C) und "Erdbebenkapazität" (5-E). Ein Bauherr bzw. ein Ingenieur kann aber auch andere Kombinationen wählen.

operational ?  
immediate occupancy ?  
life safety ?  
collapse prevention ?

Das Verhaltens-Ziel "Betriebsbereitschaft" (1-A, "operational") ist gleichbedeutend mit sehr geringen oder keinen Schäden am Tragwerk, und das Gebäude kann ohne Reparaturen vorzunehmen sofort benützt werden. Ein vergleichbares Tragwerks-Verhalten wie bei "Betriebsbereitschaft" wird für "unmittelbare Begehbarkeit" (1-B, "immediate occupancy") angestrebt. Hingegen sind die Installationen und Einrichtungen nicht mehr alle funktionstüchtig. "Keine Lebensgefahr" (3-C, "life safety") heisst, dass das Gebäude, obwohl möglicherweise stark beschädigt, immer noch sicher ist gegen Einsturz und dass keine Todesfälle zu befürchten sind wegen herabstürzenden Bauwerksteilen (Fassadenelemente, Schilder etc). Grundsätzlich sollte das Gebäude

repariert werden können, auch wenn dies aus wirtschaftlichen Gründen vielleicht nicht zweckmässig ist. "Erdbebenkapazität" (S-E, "collapse prevention") ist gleichbedeutend für ein Gebäude, das am Rande des Zusammenbruchs steht. Die Schädigung des Tragwerks hat eine wesentliche Degradation der Steifigkeit und des Widerstandes gegen horizontale Einwirkungen zur Folge. Im Falle eines Nachbebens bietet das Gebäude keine Sicherheit mehr.

Verhaltens-Ziel für Gebäude					
Tragwerks-Verhalten ("structural performance")	Verhalten von nicht-tragenden Elementen ("nonstructural performance")				
	Betriebsbereitschaft (N-A)	unmittelbare Begehbarkeit (N-B)	keine Lebens- gefahr (N-C)	beschränkte Gefährdung (N-D)	nicht-tragende Elemente nicht berücksichtigt (N-E)
unmittelbare Begehbarkeit (S-1)	1-A Betriebs- bereitschaft	1-B unmittelbare Begehbarkeit	1-C	NE	NE
Schadenkontrolle (S-2) [Bereich]	2-A	2-B	2-C	2-D	NE
keine Lebensgefahr (S-3)	NE	3-B	3-C keine Lebens- gefahr	3-D	NE
begrenzte Sicherheit (S-4) [Bereich]	NE	NE	4-C	4-D	4-E
Erdbebenkapazität (S-5)	NE	NE	5-C	5-D	5-E Erdbebenkapa- zität
(S-6) [Bereich] Tragwerk nicht berücksichtigt	NE	NE	6-C	6-D	nicht anwendbar

Legende:

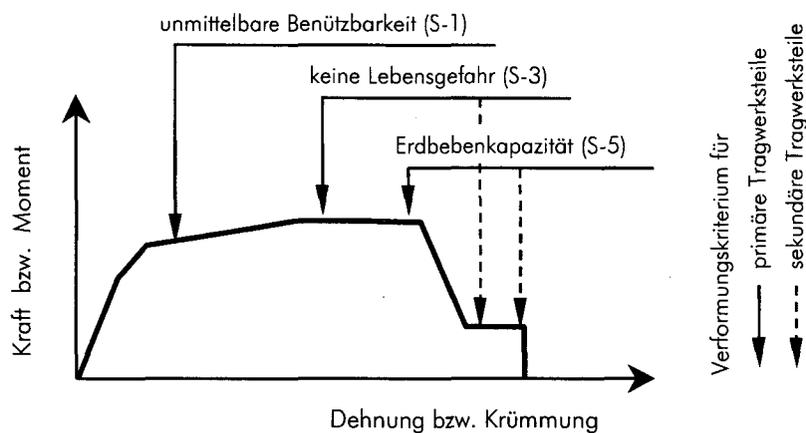
häufig benutzte Gebäudeverhaltens-Niveaus
andere mögliche Kombinationen des Verhaltens des Tragwerk bzw. der nicht-tragenden Elemente
NE: nicht empfohlene Kombinationen

Figur C.2: Verhaltens-Ziele für ein Gebäude als Kombination des Verhaltens des Tragwerks sowie von nicht-tragenden Bauwerksteilen bzw. Installationen, nach FEMA-273, Tabelle 2-9

Primäre und sekundäre  
Tragwerks-Elemente

Gemäss den gängigen Bemessungsnormen sowie den Richtlinien FEMA-273 wird die Einhaltung eines Verhaltens-Ziels bei einem Gebäude am Verhalten seiner Bauwerksteile bestimmt. Erfüllt ein Bauwerksteil ein Kriterium eines Verhaltens-Ziels nicht, so erfüllt das ganze Gebäude das Verhaltens-Ziel nicht. Dabei wird wie oben erläutert zwischen dem Verhalten von nicht-tragenden Bauwerksteilen, Installationen und dem

Tragwerk unterschieden. Weiter werden nicht für alle Tragwerks-Elemente die gleichen Kriterien angewandt: es wird zwischen primären und sekundären Tragwerks-Elementen unterschieden. Ein Tragwerks-Element wird als "primäres" Tragwerks-Element bezeichnet, wenn es ein wesentlicher Bestandteil des Systems ist, das den horizontalen Widerstand des Tragwerks ausmacht. Dagegen sind "sekundäre" Tragwerks-Elemente keine wesentlichen Bestandteile in diesem System.



Figur C.3: Verhalten-Ziele für duktile Tragwerks-Elemente. Inelastische Verformungen an duktilen Tragwerks-Elementen werden mit den Schäden an einem Tragwerks-Element assoziiert (nach [FEMA-273 1997a])

Die Richtlinien FEMA-273 spezifizieren für alle duktilen Typen von Tragwerks-Elementen und Baumaterialien die Verformungen, die für ein bestimmtes Verhaltens-Ziel zulässig sind. Figur C.3 illustriert diese zulässigen (inelastischen) Verformungen an einer typischen Kraft-Verformungs-Kurve eines duktilen Tragwerk-Elementes. Die Verformungen werden mit der Schädigung des Tragwerk-Elementes assoziiert. Und für diese Schädigungen sind die Verhaltens-Ziele definiert.

### Baugrund und Erdbebeneinwirkungen

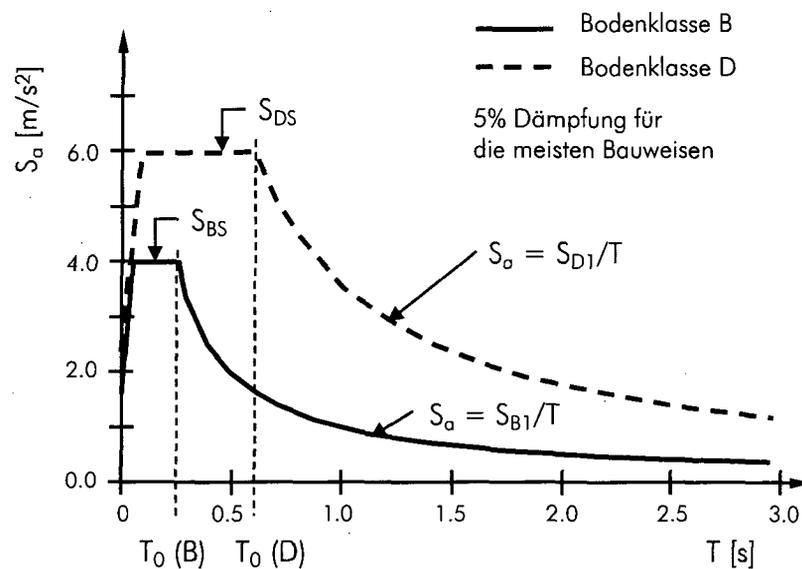
Durch die Befolgung der Philosophie des "performance based designs" ist ein Gebäude nicht nur für ein Antwortspektrum zu bemessen, wie dies in Normen der Fall ist. Vielmehr ist ein Gebäude für mindestens 2 Einwirkungs-Niveaus zu berechnen. Die Antwortspektren werden aufgrund zweier spektraler Beschleunigungen, nämlich der Starrkörperbeschleunigung und der spektralen Beschleunigung bei der Periode von  $T=1.0$  sec, sowie aufgrund der Baugrundklasse bestimmt. Es wird zwischen 6 Baugrundklassen für die obersten 30 m Boden unterschieden. Für jede Baugrundklasse sind Parameter gegeben zur Berechnung des standortspezifischen Antwortspektrums. Die Unterschiede zwischen den Antwortspektren für verschiedene Baugrundklassen bei gleicher Seismizität können beträchtlich sein, wie das Beispiel in Figur C.4 zeigt.

Die Dämpfung des linearen Antwortspektrums wird im allgemeinen gleich 5% angenommen. Ausgenommen sind Tragwerke ohne Verkleidung, wo eine Dämpfung

von 2% empfohlen wird und Tragwerke mit Holzdecken und vielen tragenden Zwischenwänden, für die 10% angegeben ist.

Für dynamische Analysen können auch gemessene oder künstlich generierte Zeitverläufe verwendet werden. Sie müssen den hier definierten Antwortspektren entsprechen (genauere Ausführungen finden sich einige Seiten später im Abschnitt "nicht-linear dynamische Berechnungs-Verfahren").

Schliesslich werden die ebenfalls an den Standort gebundenen Gefährdungen wie erdbebeninduzierte Fluten, Rutschungen, Bodenverflüssigung und differentielle Setzungen behandelt.



Figur C.4: Antwortspektren für das grösste in Betracht gezogene Erdbeben ("maximum considered earthquake") in New York für die Bodenklasse B (Felsen) und die Bodenklasse D (steifer Boden) ([FEMA-273 1997a], Kapitel 2.6).

### Lineare Berechnungs-Verfahren

#### Berechnungs-Verfahren

Die Erdbeben-Berechnung der Gebäude kann gemäss den Richtlinien FEMA-273 mit einem der vier Berechnungs-Verfahren durchgeführt werden: lineare statische bzw. dynamische Berechnungs-Verfahren, nicht-linear statische und nicht-linear dynamische Berechnungs-Verfahren. Die Wahl des Berechnungs-Verfahrens ist nicht frei, sondern unterliegt Bedingungen und Empfehlungen.

Lineare Berechnungs-Verfahren können in vielen Fällen verwendet werden. Die Resultate von linearen Berechnungs-Verfahren können aber stark fehlerhaft sein, wenn sie auf stark unregelmässige Gebäude angewendet werden; lineare Berechnungs-Verfahren sollten nur dann verwendet werden, wenn der Duktilitätsbedarf des Gebäudes angemessen gering ist. Sie sind nicht erlaubt, wenn zur Erdbeben-Ertüchtigung gewisse seismische Isolations-Systeme oder Energiedissipations-Systeme verwendet werden.

## Anwendbarkeit

Um die Anwendbarkeit von linear statischen oder dynamischen Berechnungsverfahren zu beurteilen, wird ein Prozedere vorgeschlagen. Der Arbeitsaufwand für das Prozedere ist aber in gewissen Fällen ebenso gross oder grösser als für eine nicht-lineare statische Berechnung. Das Prozedere benützt ein Verhältnis, "demand capacity ratio" (DCR) genannt, das für jedes Tragwerks-Element berechnet wird. DCR ist gleich dem Verhältnis zwischen elastisch berechneten Kräften infolge Erdbeben und Eigengewicht sowie dem erwarteten (mittleren) Widerstand des Tragwerks-Elements. Wenn für alle Tragwerks-Elemente der DCR kleiner als 2 ist, kann das elastische Berechnungsverfahren angewendet werden. Ist der DCR überall kleiner als 2, ist der Duktilitätsbedarf recht gering. Sind bei einigen Tragwerks-Elementen die DCR grösser als 2, ist zu prüfen, ob in den wichtigsten horizontal aussteifenden Tragwerks-Elementen keine der folgenden Unregelmässigkeiten vorhanden sind:

- horizontale Versätze in der Wand- oder Rahmenebene
- horizontale Versätze senkrecht zur Wand- oder Rahmenebene
- weiches Stockwerk ("soft story"). Ein weiches Stockwerk kann mit gemittelten DCRs identifiziert werden. Wenn in einer bestimmten Richtung und Stockwerk der gemittelte DCR für den Schubwiderstand mehr als 25% vom DCR des nächsten Stockwerkes abweicht, so ist ein weiches Stockwerk vorhanden. Falls keine steifen Deckenscheiben vorhanden sind, muss jede Wand- oder Rahmenebene einzeln untersucht werden.
- unregelmässiger Torsions-Widerstand in einem beliebigen Stockwerk. Ein unregelmässiger Torsions-Widerstand ist dann vorhanden, wenn steife Decken vorhanden sind und das Verhältnis der DCRs der kritischen, primären Tragelemente auf der einen Seite des Widerstandszentrums in einem Stockwerk zu jenen auf der anderen Seite grösser als 1.5 ist.

## Linear statische Berechnungsverfahren

Ist der DCR überall kleiner als 2 oder sind die obigen Bedingungen eingehalten, so sind lineare Berechnungsverfahren zulässig. Unter Umständen ist es möglich, ein linear statisches Verfahren (Ersatzkraft-Verfahren) zu wählen. Dies ist dann der Fall, wenn zusätzlich zu den obgenannten alle untenstehenden Bedingungen eingehalten sind.

- das Gebäude weniger als rund 30 m hoch ist
- das Verhältnis zwischen der horizontalen Ausdehnung in einer Richtung eines Stockwerkes und derjenigen des nächsten Stockwerkes immer geringer ist als 1.4
- keine schwerwiegenden Unregelmässigkeiten der Torsionssteifigkeit vorhanden sind. Als schwerwiegend wird eine Torsionssteifigkeits-Unregelmässigkeit betrachtet, wenn die Stockwerks-Verschiebung auf einer Seite den Mittelwert der Stockwerks-Verschiebungen um mehr als 50% übertrifft sowie steife Deckenscheiben vorhanden sind.
- keine schwerwiegenden vertikalen Steifigkeits- oder Massen-Unregelmässigkeiten bestehen (eine schwerwiegende vertikale Steifigkeits- oder Massen-Unregelmässigkeit existiert dann, wenn in einem Stockwerk eine Stockwerks-Verschiebung entsteht, welche die Stockwerks-Verschiebung eines benachbarten Stockwerkes um mindestens 150% übertrifft.)

- die Tragwerksstruktur rechteckig ist

Kann kein linear statisches Berechnungs-Verfahren angewendet werden, so ist ein linear dynamisches Verfahren (Antwortspektren-Verfahren) anzuwenden bzw. ein nicht-lineares Verfahren.

### Nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren

Im Gegensatz zu den linearen Berechnungs-Verfahren sind die nicht-linearen Berechnungs-Verfahren nach den FEMA-273 Richtlinien für alle Ertüchtigungs-Strategien anwendbar. Nicht-lineare Berechnungs-Verfahren sind vor allem für unregelmäßige Gebäude empfohlen.

Verfahren

Bei nicht-linear statischen Berechnungs-Verfahren wird ein Gebäudemodell mit nicht-linearem Verhalten unter monoton anwachsenden, horizontalen Kräften verformt, bis eine bestimmte Zielverschiebung erreicht ist. Diese Zielverschiebung muss in einem besonderen Prozedere bestimmt werden ("displacement coefficient method" genannt im [ATC-40 1996]). Es resultieren insbesondere von jedem einzelnen Bauwerksteil die lokalen Verformungen und Schnittkräfte. Die horizontal auf das Gebäudemodell wirkenden Kräfte sind so auf die Stockwerke zu verteilen, dass sie den wahrscheinlichen Trägheitskräften in einem Erdbeben entsprechen. Es sind zwei nicht-linear statische Berechnungen mit verschiedenen Verteilungen der Kräfte auf die Stockwerke durchzuführen: einmal proportional zu den Stockwerksmassen und einmal mit Kräften, die von den Eigenformen bestimmt werden. Im letzteren Fall sind die Kräfte nach der Gleichung C.3 zu verteilen, wenn die erste Eigenform mehr als 75% der Modellmasse erfasst. Sonst sind die Kräfte mit einer Antwortspektren-Berechnung zu bestimmen, in welcher die berücksichtigten Eigenformen mindestens 90% der Modellmasse erfassen müssen.

Kraft  $F_x$  im Stockwerk  $x$  in nicht-linear statischer Berechnung:

$$F_x = C_{vx} \cdot V_b = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_i^k)} \cdot V_b \quad (\text{C.3})$$

$V_b$	Bruchteil des Gebäudegewichtes ("Pseudo-lateral load")
$w_x$	Gewicht der Stockwerksmasse im Geschoss $x$
$h_x$	Höhe des Stockwerks $x$ über dem Einspannhorizont
$k$	= 1.0 für fundamentale Eigenperiode $T \leq 0.5$ sec = 2.0 für $T \geq 2.5$ sec; bzw. interpolierte Werte zwischen diesen Grenzen

In der nicht-linear statischen Berechnung sind die Gebäudeverformungen so weit zu berechnen, bis eine Zielverschiebung von  $1.50 \cdot \delta_i$  erreicht ist, und zwar vom Massenschwerpunkt des Daches. Die Zielverschiebung  $\delta_i$  wird nach Gleichung C.4 berechnet. Die Beurteilung des Gebäude-Verhaltens wird an den lokalen Verformungen vorgenommen, die bei der Zielverschiebung  $\delta_i$  auftreten.

$$\delta_i = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot T_e^2 / (4 \cdot \pi^2) \quad (\text{C.4})$$

$C_0$  Verhältnis zwischen der Verschiebung am Dach und der Spektralverschiebung (= Partizipationsfaktor mal modale Verschiebung des Dach-Schwerpunktes)

$C_1$  Verhältnis zwischen erwarteten inelastischen Verschiebungen und dem berechneten elastischen Verhalten

$$= 1.0, \text{ wenn } T_e \geq T_0$$

$$= [1.0 + (R-1) \cdot T_0 / T_e] / R, \text{ wenn } T_e < T_0$$

R: Verhältnis zwischen elastischer Schubkraft an der Basis des Modells (aus Antwortspektren-Berechnung) und plastischem Schubwiderstand im Erdgeschoss

$T_0$ : "charakteristische Periode des Antwortspektrums" (grösste Periode des Bereichs mit konstanter spektraler Beschleunigung; siehe auch Figur C.4)

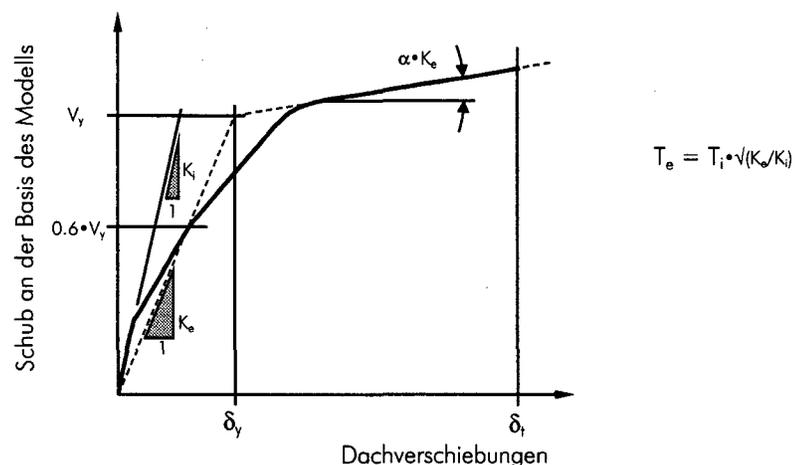
$T_e$  "effektive fundamentale Eigenperiode" (siehe auch Figur C.5)

$C_2$  Faktor, der die Auswirkungen auf die Verschiebungen der Steifigkeits-Vermin- derung und Widerstands-Abnahme des Gebäudes während einem Erdbeben auf die Verschiebungen angibt (Werte von 1.0 bis 1.2, in gewissen Fällen 1.5)

$C_3$  Faktor, der die Vergrößerung der Verschiebungen infolge P- $\Delta$ -Effekten angibt. Wenn im plastischen Bereich der Widerstand zunimmt, ist  $C_3$  gleich 1.0, sonst

$C_3 = 1.0 + \alpha \cdot (R-1)^{1.5} / T_e$ ;  $\alpha$  ist die tangentielle Steifigkeit im plastischen Bereich ("post-yield stiffness") dividiert durch die wirksame Steifigkeit  $K_e$  (siehe Figur C.5)

$S_a$  spektrale Beschleunigung bei  $T_e$  und der Dämpfung entsprechend der Bauart (meist 5%)



Figur C.5: Die "effektive fundamentale Eigenperiode"  $T_e$  wird mit der wirksamen Steifigkeit  $K_e$  berechnet. Die wirksame Steifigkeit eines Tragwerks ist hier gleich der Steifigkeit bei 60% des Widerstandes des Gebäudes ( $V_y$ ) gegen horizontale Kräfte ([FEMA-273 1997a], Figur 3-1).

Wenn es sich um ein im Grundriss unsymmetrisches Gebäude handelt, so ist die Zielverschiebung zu erhöhen, um der Torsion Rechnung zu tragen. Hierzu wird das Verhältnis zwischen der maximalen Stockwerks-Verschiebung (inklusive Torsionswirkung) und der mittleren Stockwerks-Verschiebung eines jeden Stockwerkes berechnet und die Zielverschiebung  $\delta_i$  mit dem grössten dieser Verhältnisse multipliziert. Wenn dieses grösste Verhältnis den Betrag von 1.50 übersteigt, muss ein räumliches Gebäudemodell berechnet werden.

#### Anwendbarkeit

Für nicht-linear statische Berechnungs-Verfahren bestehen einige wenige Anwendungseinschränkungen. Sie sollten nur verwendet werden, wenn die Eigenschaften des Gebäudes und seiner Komponenten umfassend bekannt sind. Und sie dürfen nicht als einziges Verfahren verwendet werden, wenn höhere Eigenformen einen bedeutenden Einfluss haben. Hierbei gilt folgendes Kriterium: es sind die Schnittkräfte aus dem linearen Antwortspektren-Verfahren zu berechnen, einmal mit "allen" Eigenformen und einmal nur mit der ersten Eigenform. Aus diesen zwei Berechnungen ist das Verhältnis der Schubkräfte in jedem Stockwerk zu berechnen. Überschreitet dieses Verhältnis irgendwo den Wert 1.30, so wird der Einfluss der höheren Eigenformen als bedeutend bewertet. Beim Antwortspektren-Verfahren mit "allen" Eigenformen müssen 90% der gesamten Modellmasse erfasst werden.

Die nicht-linear statischen Berechnungen können mit einer linearen Antwortspektren-Analyse ergänzt werden. Dann können die für die lineare Analyse eingesetzten Akzeptanz-Kriterien (m-Faktoren) mit dem Faktor 1.33 vergrössert werden (siehe auch Tabelle C.2 und folgende Abschnitte).

### **Nicht-linear dynamische Berechnungs-Verfahren**

#### Verfahren

Die nicht-linearen Gebäudemodelle, die für die nicht-linear statischen Berechnungen verwendet werden, können weitgehend auch für die nicht-linear dynamischen Berechnungen verwendet werden. Es ist zusätzlich das hysteretische Bauwerksteil-Verhalten zu modellieren. Während bei nicht-linear statischen Berechnungen die Zielverschiebung separat ermittelt wird, ist diese maximale Verschiebung bei nicht-linear dynamischen Berechnungen ein explizites Resultat. Die so berechnete dynamische Antwort ist stark von den Eigenschaften des Zeitverlaufes abhängig; nicht-linear dynamischen Berechnungen sind deshalb mit mehreren Zeitverläufen durchzuführen. Konkret sollten mindestens drei Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt werden, die je zwei horizontale Komponenten einschliessen oder zwei horizontale und eine vertikale Komponente.

#### Auswahl der Beschleunigungs-Zeitverläufe

Diese Zeitverläufe sollten aus mindestens drei verschiedenen Erdbeben mit Beschleunigungs-Aufzeichnungen stammen. Die für das Bemessungserdbeben erwartete Magnitude, Hypozentraldistanz und Herdmechanismus sollten auch für die verwendeten gemessenen Zeitverläufe in etwa zutreffen.

Sind keine passenden gemessenen Zeitverläufe vorhanden, sind künstliche Zeitverläufe zu generieren. Die Zeitverläufe sind so zu skalieren, dass die SRSS-Kombination der Komponenten nicht kleiner sind als das 1.4-fache des Spektralwertes des Bemessungs-

bebens. Dies gilt im Bereich rund um die fundamentale Eigenperiode  $T$  des Gebäudes, von  $0.2 \cdot T$  bis  $1.5 \cdot T$ .

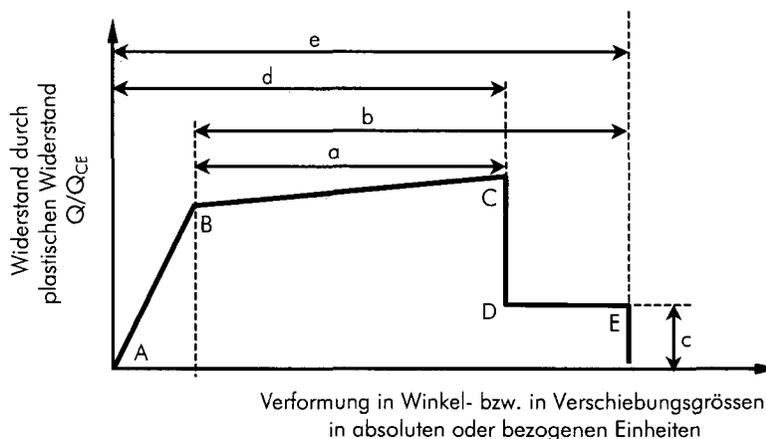
Wird das Gebäude für drei Erdbeben berechnet, so sind die maximalen Kräfte bzw. Verformungen der Bauwerksteile auf die Akzeptanz hin zu überprüfen. Sind es sieben oder mehr Erdbeben, so können die mittleren Kräfte bzw. Verformungen der Bauwerksteile mit den Akzeptanz-Kriterien verglichen werden.

#### Anwendbarkeit

Die Anwendbarkeit von nicht-linear dynamischen Berechnungs-Verfahren ist nach den Richtlinien FEMA-273 nicht universell: sie wird nicht empfohlen für Holzrahmen-Tragwerke und sie ist ausschliesslich dann zu verwenden, wenn die Eigenschaften des Tragwerks umfassend bekannt sind. Schliesslich ist eine nicht-linear dynamische Berechnung von einem unabhängigen und am Projekt unbeteiligten Ingenieur zu überprüfen. Dieser Ingenieur muss über einige Erfahrung mit nicht-linear dynamischen Berechnungen verfügen.

### Grundlagen der Modellierung von Bauwerksteilen nach FEMA-273

Mit den vier oben erwähnten Berechnungs-Verfahren werden Schnittkräfte bzw. elastische und inelastische Verformungen an Gebäudemodellen berechnet. In den Gebäudemodellen sind nicht nur Tragwerks-Elemente sondern auch andere Bauwerksteile wie aussteifende Fassadenteile, nicht-tragende Wände etc. einzuschliessen. Wie die Bauwerksteile zu modellieren sind und was die berechneten Kräfte bzw. Verformungen für Schäden darstellen, ist in den Richtlinien FEMA-273 detailliert festgehalten (siehe auch Figuren C.3, C.5 und C.6 sowie Tabellen C.3 und C.4).



Figur C.6: Schema des Verhaltens von duktilen Bauwerksteilen für die Modellierung und für die Akzeptanz-Kriterien nach den Richtlinien FEMA-273.

#### Schema für Bauwerksteil-Verhalten

Die Angaben zur Modellierung und Beurteilung werden für ein schematisches idealisiertes Bauwerksteil-Verhalten gemacht (Figur C.6). Das idealisierte Verhalten von duktilen Bauwerksteilen nimmt an, dass ein Bauwerksteil zuerst elastisch ist, dann bei

grösseren Verformungen sich ein plastischer Bereich mit mehr oder weniger konstantem Widerstand zeigt (Strecke B – C in Figur C.6) bevor der Widerstand bei grossen Verformungen stark abnimmt (Punkt C) und – unter noch grösseren Verformungen – völlig verschwindet (Punkt E). Während sich die obige Kurve primär auf horizontale Verformungen und Widerstand bezieht, wird angenommen, dass bei Punkt E auch der Widerstand für Schwerelasten verschwindet.

Die Richtlinien definieren neben dem duktilen Verhalten auch ein nicht-duktilen Verhalten. Ein solches tritt ein, wenn die plastische Verformung gemäss Figur C.6 klein ist, genauer wenn  $d/a$  kleiner als 2 ist. Die Einwirkungen auf duktile Bauwerksteile werden nach den Richtlinien als "deformation-controlled" eingestuft. Dies bedeutet, dass die Einwirkungen Verformungs-Grössen sind. Und auch die Kriterien zur Beurteilung des Bauwerksteil-Verhaltens sind Verformungsgrössen. Bei nicht-duktilen Bauwerksteilen sind Einwirkungen und Kriterien Kraftgrössen ("force-controlled").

		Vom Bauwerksteil maximal aufnehmbare Kraft bzw. Verformung	
		duktilen Bauwerksteile	nicht-duktilen Bauwerksteile
nicht-lineare Berechnungs-Verfahren	Beschreibung der Erdbebenkapazität eines Bauwerksteils	zulässige inelastische Verformung	zulässiger Widerstand $Q_{CL}$ ( $Q_{CL}$ gleich vorsichtige Schätzung des Widerstandes: Mittelwert minus 1 Standard-Abweichung)
lineare Berechnungs-Verfahren	Materialfestigkeit	erwarteter Mittelwert (allenfalls mit Verfestigung beim Fließen)	vorsichtige Schätzung (Mittelwert minus 1 Standard-Abweichung)
	Widerstand des Bauwerksteils	$m \cdot Q_{CE}$ $Q_{CE}$ : Schätzung des mittleren Widerstandes, berechnet; $m$ : Faktor zur Anpassung der Beanspruchung infolge Duktilität des Bauwerksteils, tabelliert	zulässiger Widerstand $Q_{CL}$

Tabelle C.2: Erdbebenkapazität von Bauwerksteilen für duktilen und nicht-duktilen Verhalten, beschrieben mit Kraftgrössen oder Verformungsgrössen, nach FEMA-273. (Nicht angegeben ist in dieser Tabelle der Faktor  $\kappa$ , der in linearen Berechnungen angewendet werden kann, wenn die Eigenschaften eines Bauwerksteils nicht vollständig bekannt sind.)

#### Modellierung

Um Kraft-Verformungs-Kurven für duktile Bauwerksteile wie in Figur C.6 herzuleiten, können die Verformungen, die mit den Kleinbuchstaben a bis e bezeichnet sind, aus Tabellen (siehe Tabellen C.3, C.4) entnommen werden oder es sind Regeln für deren Berechnung angegeben. Diese Angaben sind in den Richtlinien FEMA-273 spezifisch für jeden Bauwerksteiltyp und jedes Baumaterial aufgeführt. Die Kräfte in diesen Kraft-Verformungs-Kurven entsprechen dem erwarteten (mittleren) Widerstand bei gege-

bener Verformung ( $Q_{CE}$ ). Kraft-Verformungs-Kurven können auch mit Tests bestimmt werden.

Handelt es sich um nicht-duktiler Bauwerksteile, ist deren maximal ausnützbarer Widerstand zu bestimmen. Die Richtlinien FEMA-273 definieren diesen Widerstand als eine vorsichtige Schätzung des Fließ-Widerstandes  $Q_y$  (Mittelwert minus eine Standardabweichung). Bei linearen Berechnungs-Verfahren ist es unter Umständen zulässig, die Bauwerksteile nicht umfassend zu untersuchen und deren mechanische Eigenschaften nicht genau zu bestimmen. Dann ist jedoch die vom Bauwerksteil maximal aufnehmbare Kraft bzw. Verformung entsprechend zu reduzieren (Faktor  $\kappa = 0.75$ ).

Tabelle C.2 gibt einen Überblick über die Erdbebenkapazität von Bauwerksteilen in Verformungsgrößen oder Kraftgrößen, wie sie in den Richtlinien FEMA-273 definiert werden.

Akzeptanz-Kriterien für nicht-lineare Berechnungs-Verfahren

Für nicht-lineare Verfahren und duktile Bauwerksteile geben die Richtlinien FEMA-273 für jedes grundlegende Verhaltens-Ziel und jeden Materialtyp eine akzeptable Verformung an. Diese Akzeptanz-Kriterien beziehen sich ebenfalls auf das oben erläuterte schematisierte Bauwerksteil-Verhalten (Figur C.2 und numerische Angaben in Tabellen C.3, C.4).

Akzeptanz-Kriterien für lineare Berechnungs-Verfahren

Die linearen Berechnungs-Verfahren stützen sich dagegen auch bei den duktilen Bauwerksteilen auf einen Vergleich von Kräften, wie er in Gleichung C.5 gegeben ist.

$$m \cdot \kappa \cdot Q_{CE} \geq Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (C.5)$$

$m, Q_{CE}$  siehe Tabelle C.2

$Q_G, Q_E$  Einwirkungen infolge Schwerkraft bzw. Erdbeben

$\kappa$  Faktor zur allfälligen Verminderung des ausnützbaren Widerstandes, wenn die Eigenschaften des fraglichen Bauwerksteils nicht genau bekannt sind (dann  $\kappa = 0.75$ , sonst  $\kappa = 1.0$ )

$m$  für jedes Baumaterial und Verhaltens-Ziel in FEMA-273 tabelliert

### Stahlbeton-Elemente

Die Richtlinien FEMA-273 enthalten ausführliche Angaben zur Berechnung des Baugrundes und von Bauwerksteilen aus Stahl, Beton, Mauerwerk und Holz. Eigenschaften von früher verwendeten Baumaterialien sind nach Hersteller und Fabrikationsperiode spezifiziert. Der folgende Abschnitt beschränkt sich darauf, einen kleinen Teil der Modellierung und der Akzeptanz-Kriterien bei Stahlbeton-Tragwerken der Richtlinien FEMA-273 darzustellen.

Grundlage der Bauwerksteil-Berechnung

Das Verhalten von Stahlbeton-Bauwerksteilen wird auf Grund von Annahmen berechnet, von denen hier einige genannt werden.

Steifigkeit

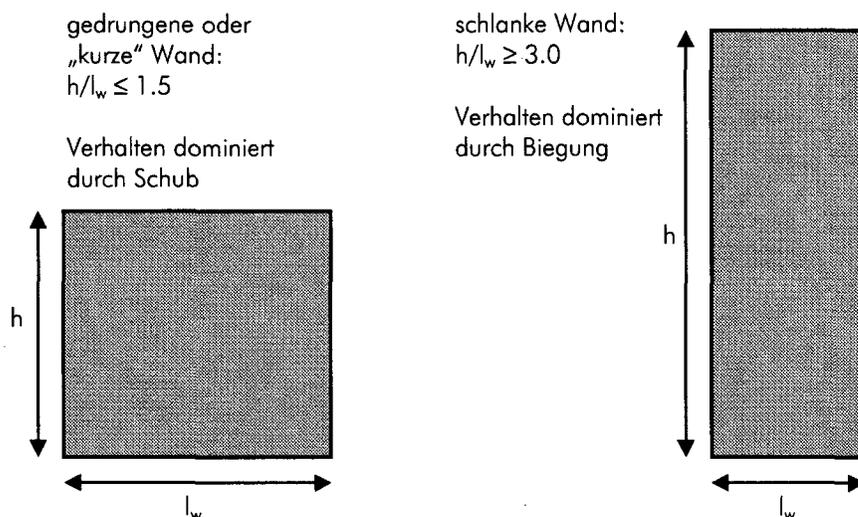
Die Steifigkeit von Bauwerksteilen in linearen Modellen und die anfängliche Steifigkeit in einem nicht-linearen Modell wird als Sekanten-Steifigkeit des wahren Verhaltens modelliert. Die Sekante soll durch den Ursprung und den Anfangspunkt des

plastischen Bereichs verlaufen. Die Steifigkeit von Tragwänden kann mit einfachen Annahmen bestimmt werden {vergleiche mit Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente", Abschnitt F.1} und mit dem Begriff der "wirksamen Steifigkeit"}:

Biegesteifigkeit	$0.8 \cdot E_c \cdot I_g$ (ungerissene Wand, gemäss Inspektion)
	$0.5 \cdot E_c \cdot I_g$ (gerissene Wand, gemäss Inspektion)
Schubsteifigkeit	$0.4 \cdot E_c \cdot A_w$
Achsiale Steifigkeit	$0.4 \cdot E_c \cdot A_w$
$E_c$	Elastizitätsmodul von Beton
$I_g$	Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnittes

- Normalkraft und Biegung** Bei der Berechnung der Kraft-Verformungs-Eigenschaften eines Bauwerksteils kann der Beton bis zu einer bestimmten Dehnung beansprucht werden. Wenn der Beton nicht durch Bewehrung umschnürt ist, so ist eine Stauchung des Betons bis zu einem Wert von 0.002 bei reiner Normalkraft, und von 0.005 bei Normalkraft mit Biegung zulässig. Grössere Betonstauchungen sind zulässig, wenn der Beton umschnürt ist, und Testresultate eine höhere Betonstauchung ausweisen.
- Schub und Torsion** Der Schubwiderstand bzw. Torsionswiderstand ist in Zonen von Bauwerksteilen mit geringem oder keinem Duktilitätsbedarf nach bekannten Regeln zu berechnen (z.B. [ACI 318-95 1996]). In Zonen mit bedeutendem Duktilitätsbedarf soll die Schubbewehrung als unwirksam angenommen werden, wenn sie einen Abstand grösser als die Hälfte der statischen Höhe des Bauwerksteils aufweist oder wenn sie nicht wirksam im Beton verankert ist. Nicht als wirksame Verankerung im Beton werden Übergreifungsstösse betrachtet und Haken, die nicht ausreichend tief in den Beton hineinreichen.
- Duktile Bauwerksteile** Auch bei Stahlbeton-Bauwerksteilen wird zwischen duktilem und nicht-duktilen Verhalten unterschieden. Für die Berechnung von duktilen Bauwerksteilen legen die Richtlinien FEMA-273 folgende Regeln fest: Der Widerstand und das Verformungsvermögen (Erdbebenkapazität) sind so festzulegen, dass 3 Zyklen bis zur Bemessungsverformung durchgeführt werden können. Um den erwarteten Widerstand  $Q_{CE}$  zu berechnen, ist die erwartete Materialfestigkeit inklusive Verfestigung zu benützen. Beispielsweise sollte die vermutete Fließgrenze der Biegebewehrung mindestens 1.25 mal die nominelle Fließgrenze betragen. Wenn keine Regeln in den Richtlinien FEMA-273 angegeben sind, können die Berechnungsregeln des ACI 318-95 [ACI 318-95 1996] verwendet werden. Dabei ist zu beachten, dass der Widerstandsreduktionsfaktor  $\phi$  gleich Eins gesetzt wird.
- Nicht-duktiler Bauwerksteile** Für nicht-duktiler Bauwerksteile sind untere Grenzwerte des erwarteten Widerstandes einzusetzen ( $Q_{CI}$ ), die die Widerstandsabnahme infolge zyklischer Beanspruchung einschliessen.
- Tragwände aus Ortsbeton** Die Richtlinien behandeln spezifisch alle wichtigen Tragwerkstypen und Bauwerksteile. Dazu gehören auch die Tragwände aus Ortsbeton bzw. Teile einer Wand mit vielen Öffnungen. Bei Wänden kann aus den geometrischen Eigenschaften auf das Verfor-

mungs-Verhalten geschlossen werden. Eine sogenannt schlanke Wand weist ein Verhältnis von Höhe zu Länge von  $h/l_w \geq 3$  auf. Die Verformungen einer schlanken Wand sind normalerweise durch Biegung dominiert. Bei einer "kurzen" oder gedrun- genen Wand ist das Seitenverhältnis  $h/l_w \leq 1.5$  und ist normalerweise dominiert durch Schubverhalten. Schub und gleichzeitig Biegung spielt bei Wänden eine Rolle mit einem Seitenverhältnis, das dazwischen liegt (Figur C.7).



Figur C.7: Gedrungene und "kurze" und schlanke Wände (oder Wandabschnitte) und ihre dominierenden Verformungsmechanismen.

#### Modellierung von Tragwänden

Wird ein Gebäude mit Tragwänden modelliert, so sind folgende Regeln zu beachten: Tragwände mit einer Normalkraft grösser als 35% ihres Widerstandes sollen als unwirksam für den Erdbeben-Widerstand betrachtet werden. Tragwände mit einem Bewehrungsgehalt in vertikaler und horizontaler Richtung von unter 0.0025 sollen als wirksam betrachtet werden, wenn der Abstand der Bewehrung kleiner ist als 457 mm und die Schubbeanspruchung kleiner ist als der Schubwiderstand, der aus der Berechnung nach den Richtlinien resultiert.

Tragwände sollen meistens mit Biege- und Schubverformungen modelliert werden. Dies gilt insbesondere bei Tragwänden mit rechteckigem Querschnitt und einem Seitenverhältnis von  $h/l_w \leq 2.5$  bzw. Tragwänden mit Flanschen und  $h/l_w \leq 3.5$ .

Die Kraft-Verformungs-Kurve in Berechnungsmodellen für Tragwände sollte die generelle Form aufweisen, die in Figur C.6 dargestellt ist. Die Kurven können aus Tests bestimmt werden oder mit Hilfe der Angaben der Richtlinien (siehe Tabellen C.3, C.4). Im letzteren Falle kann der Winkel bei Punkt B, der "significant yielding" entspricht (bedeutendem Fließen) nach Gleichung C.6 berechnet werden. Für nicht-lineare dynamische Berechnungen sollte das vollständige hysteretische Verhalten eines Bauwerksteils modelliert werden. Dies betrifft die Steifigkeit und den Widerstand bei Entlastung sowie Wiederbelastung und schliesslich die Einschnürung des hysteretischen Verhaltens.

$$\theta_y = (M_y \cdot l_p) / (E_c \cdot I) \quad (C.6)$$

$M_y$       Fließgrenze des Biege­widerstandes

$l_p$       Länge des plastischen Gelenkes

$l_p \leq 0.5 \cdot z$ , wobei  $z$  der Hebelarm der inneren Kräfte infolge Biegung ist, und

$l_p \leq h_s$ ;  $h_s$  gleich der Stockwerkshöhe bzw. 50% der Wandlänge  $h$  für

Wandabschnitte

$(E_c \cdot I)$       Biegesteifigkeit der Wand bei elastischem Verhalten

#### Biege­widerstand

Um den Biege­widerstand von Tragwänden zu berechnen, sind die Vorschriften von ACI 318-95, Kapitel 10 anzuwenden. Der Biege­widerstand einer Tragwand bei Fließbeginn (Punkt B) ist mit der Längsbewehrung zu berechnen, die sich in den Randelementen befindet bzw. in der Randzone von 25% der Wandlänge  $l_w$ . Um den vollen Biege­widerstand zu ermitteln, ist die gesamte (gezogene) Längsbewehrung zu berücksichtigen. Für beide Biege­widerstände ist die Fließgrenze der Bewehrung gleich 125% der nominellen Fließgrenze anzunehmen.

#### Schubwiderstand

Um den Schubwiderstand von Tragwänden zu berechnen, sind die Vorschriften von ACI 318-95, Abschnitt 21.6 anzuwenden. Der Schubwiderstand ist aufgrund der nominellen Fließgrenze der Bewehrung zu berechnen und der Widerstand in Punkt B und C ist derselbe. Wenn eine Tragwand einen geringeren Schubbewehrungs-Gehalt als der Minimalwert von 0.0025 aufweist, aber mehr als 0.0015, so können die Regeln aus ACI 318-95 trotzdem angewendet werden. Ist der Schubbewehrungsgehalt noch kleiner als 0.0015, so ist der Schubwiderstand mit einem (fiktiven) Bewehrungsgehalt von 0.0015 zu berechnen.

Tragwände und Wandabschnitte, <b>Biegeverhalten</b> A <sub>s</sub> : Bewehrung auf Zugseite A <sub>s</sub> ': Bewehrung auf Druckseite f <sub>y</sub> : Fließgrenze des Stahls P: Normalkraft t <sub>w</sub> : Wanddicke l <sub>w</sub> : Wandlänge (siehe z.B. Figur C.7) f <sub>c</sub> ': Druckfestigkeit von Beton V: Schubkraft			Modellierung			Akzeptanz-Kriterien		
			Rotation im plastischen Gelenk [Radians]	(1)		Rotation im plastischen Gelenk primäre Tragwerks-Elemente [Radians]		
			Grössen nach Figur C.6			IO	LS	CP
$\frac{(A_s - A_s') + P}{t_w \cdot l_w \cdot f_c'}$	$\frac{V}{t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f_c'}}$	Rand-Um- schnürung	a	b	c			
≤ 0.1	≤ 3	ja	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015
≤ 0.1	≥ 6	ja	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010
≥ 0.25	≤ 3	ja	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009
≥ 0.25	≥ 6	ja	0.005	0.010	0.30	0.001	0.003	0.005
≤ 0.1	≤ 3	nein	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008
≤ 0.1	≥ 6	nein	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006
≥ 0.25	≤ 3	nein	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003
≥ 0.25	≥ 6	nein	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002

(1) verbleibender Widerstand (als Bruchteil des plastischen Widerstandes)

Tabelle C.3: Modellierungs-Parameter für Tragwände, deren Verhalten durch Biege dominiert wird, und Akzeptanz-Kriterien für nicht-lineare Berechnungen (Tabelle 6-17 [FEMA-273 1997a]).

Tragwände und Wandabschnitte <b>Schubverhalten</b>		Modellierung			Akzeptanz-Kriterien		
		Stockwerks- Verschiebung [%]	verbleibender Widerstand (als Bruchteil des plastischen Widerstandes)		Stockwerks-Verschiebung primärer Tragwerks-Elemente [%] Verhaltens-Niveaus: IO: "immediate occupancy" LS: "life safety" CP: "collapse prevention"		
		Grössen nach Figur C.6			IO	LS	CP
		d	e	c			
		0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75

Tabelle C.4: Modellierungs-Parameter für Tragwände, deren Verhalten durch Schub dominiert wird, und Akzeptanz-Kriterien für nicht-lineare Berechnungen (Tabelle 6-18 [FEMA-273 1997a]).

### C.3 Standard der Erdbeben-Überprüfung in Japan

Japan ist möglicherweise das Land mit dem weltweit höchsten Erdbeben-Risiko. Denn das Land liegt in einem Gebiet mit vielen Erdbeben und es beherrbergt viele Menschen und grosse Sachwerte. Vergleichsweise früh, bereits 1977 – 1979, wurde je ein "Aseismic Diagnosis Standard and Strengthening Guideline for Existing Buildings" für Stahlbetonbauten, Stahlbauten und Holzbauten herausgegeben. Diese Standards wurden 1991 ersetzt durch den "Damage Evaluation Standard and Restoring Guideline for Buildings Damaged by Earthquake". Zwei Publikationen in Englisch, [Aoyama 1981] und [Hirosawa et al. 1994], beschreiben Konzepte dieser Standards. Das globale Konzept ist in etwa das selbe geblieben, so dass in der Folge alleine auf [Hirosawa et al. 1994] bezug genommen wird.

Überprüfungs-Verfahren

Das in [Hirosawa et al. 1994] geschilderte Verfahren zur Erdbeben-Überprüfung lässt sich auf alle Gebäude ausser Hochhäuser anwenden. Das Überprüfungs-Verfahren besteht aus drei Stufen. Gebäude, die die Kriterien der Stufe 1 erfüllen, werden als ausreichend erdbebentüchtig für die schweren Erdbeben in Japan beurteilt und die weiteren Stufen müssen nicht mehr durchgeführt werden. Falls die Kriterien der ersten Stufe nicht eindeutig erfüllt werden, ist ein Gebäude mit den genaueren Ansätzen der Stufen 2 und allenfalls 3 zu untersuchen. Können auch in Stufe 3 die Kriterien nicht erfüllt werden, ist das Gebäude entweder noch genauer zu untersuchen, zu verstärken oder zu zerstören. {Wann eine Erdbeben-Überprüfung durchzuführen ist, konnte dem Dokument nicht entnommen werden.}

Überprüfungs-Kriterium

In allen drei Stufen wird das Tragwerks-Verhalten und das Verhalten der nicht-tragenden Bauwerksteile untersucht. Das Beurteilungskriterium ist je eine Ungleichung; hier wird die Ungleichung für das Tragwerks-Verhalten wiedergegeben:

$$I_s \geq I_{s_0} \quad (C.7)$$

Der "Tragwerksindex" wird wie folgt berechnet:  $I_s = E_o \cdot S_D \cdot T$ . Die Faktoren stehen dabei für den Widerstand und die Duktilität ( $E_o$ ), den ungünstigen Einfluss von Unregelmässigkeiten des Tragwerks in Form, Steifigkeit und Massenverteilung ( $S_D$ ) sowie die zeitabhängige Zustandsverschlechterung ( $T$ ). Der Index für Duktilität wird aufgrund der Tragwerkstyps bestimmt. Für beschädigte Gebäude stehen Hilfsmittel bereit, die es erlauben aufgrund der äusseren Erscheinung den Faktor für Widerstand und Duktilität ( $E_o$ ) zu korrigieren. Zur Ermittlung des Faktors  $T$  gibt es ebenfalls "anwenderfertige" Anweisungen zur Interpretation der äusseren Erscheinung.

Der Index für die Erdbeben-Einwirkung wird ebenfalls als Produkt berechnet:

$I_{s_0} = E_s \cdot Z \cdot G \cdot U$ . Es wird für  $E_s$  ein Wert von 0.8 gewählt in der Stufe 1 und ein Wert von 0.6 für die anderen beiden Stufen.  $E_s$  wurde aufgrund von Auswertungen der Gebäudeschäden in zwei Erdbeben bestimmt und entspricht einer Bodenbeschleunigung von etwa 0.25 g. Mit der Grösse  $Z$  wird eine Art "Mikrozonierungsfaktor" ("site effects") eingeführt; er kann Werte von 0.7 bis 1.0 annehmen. Für Gebäude auf Hügeln oder an Abhängen wird der Faktor  $G$  zu 1.1 bestimmt, in flachem Gebiet

beträgt er 1.0. Schliesslich geht auch die Gebäude-Bedeutung in die Beurteilung ein mit dem Faktor U.

	$E_o = E_o(C,F)$ C: Widerstandsindex F: Duktilitätsindex	$S_D$ : Tragwerkskonfiguration T: Zustandsverschlechterung
1. Stufe	C wird aus der Querschnittsfläche der vertikalen Tragwerks-Elemente berechnet; F wird nach dem Typ der Tragwerks-Elemente bestimmt	$S_D$ wird als Produkt berechnet, dessen Faktoren nach 11 verschiedenen Gebäudeparametern bestimmt werden (Regelmässigkeit, Untergeschosse, soft story u.a.m.) T: recht grobe Inspektion
2. Stufe	Annahme von unendlich steifen und widerstandsfähigen Decken und Balken. C wird aus dem Bruchwiderstand der Tragwerks-Elemente bestimmt F bestimmt in Abhängigkeit des Typs des Tragwerk-Elementes und des Bruchverhaltens	$S_D$ bestimmt wie in Stufe 1, jedoch mit 2 zusätzlichen Parametern T: genauere Inspektion als in Stufe 1
3. Stufe	C und F nach dem Verformungs- und Bruchverhalten des Tragwerks bestimmt	Resultate der Stufe 2 übernehmen

Tabelle C.5: Tragwerksindex zur Erdbeben-Beurteilung nach Japanischem Standard, Berechnung des Indexes in drei Stufen.

## C.4 Richtlinie SIA 462

Geltungsbereich	Das Normenwerk des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (SIA) enthält die Richtlinie "Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke" [SIA 462 1994a]. Sie enthält die Grundsätze, denen bei jeder Überprüfung eines bestehenden Bauwerkes gefolgt werden soll, also auch bei einer Erdbeben-Überprüfung. Diese Richtlinien beschränken sich auf die Überprüfung der Tragsicherheit und überlassen ausdrücklich die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit dem Benützer bzw. Eigentümer. Wenn spezielle Verordnungen oder Weisungen des Schweizerischen Bundesstaates vorliegen, gehen diese Regelwerke der Richtlinie SIA 462 vor. (Dies ist beispielsweise bei Kernanlagen der Fall.)
Anlass	Eine Überprüfung eines bestehenden Bauwerks ist angezeigt bei einer Nutzungsänderung, Eingriffen am Tragwerk oder Feststellung von Schäden oder Bodenbewegungen, nach aussergewöhnlichen Einwirkungen oder falls neue Erkenntnisse dies als angebracht erscheinen lassen (Ziffer 2 1).
Vorbeurteilung und weiteres Vorgehen	Überprüfungen sind nach Richtlinie SIA 462 in zwei Phasen durchzuführen: zuerst soll eine Vorbeurteilung der Tragsicherheit erfolgen und – falls nötig – anschliessend eine vertiefte Beurteilung der Tragsicherheit. Eine Vorbeurteilung der Tragsicherheit dient dazu, mit beschränktem Aufwand die wesentlichsten Fragen in bezug auf den Zustand und die Sicherheit des Bauwerks zu klären. Ebenfalls soll in einer Vorbeurteilung das weitere Vorgehen geklärt werden, wenn erforderlich, sind zum Schutze von Menschen und Umwelt sichernde Sofortmassnahmen zu ergreifen. In besonderen Fällen (hohe Risiken, hohe Kosten) kann ein Expertenkollegium eingesetzt werden.
Bauwerksakten, Zustandsaufnahme, Aktualisierung von Informationen	Für die Beurteilung sind sowohl die Bauwerksakten zu beschaffen und auf Vollständigkeit und Richtigkeit zu überprüfen. Insbesondere der Nutzungsplan und der Sicherheitsplan sind zu aktualisieren (siehe unten "Sicherheits-Ziele"). Falls Unterlagen fehlen, sind sie neu zu erstellen. Vom Bauwerk muss der Zustand untersucht und aufgenommen werden. So sind die Kenntnisse der Einwirkungen, Abmessungen, Baustoffe sowie des statischen Systems auf den aktuellen Stand zu bringen. Hiermit können Mängel, Schäden oder Veränderungen gegenüber dem ursprünglichen Zustand erkannt werden. Diese aktualisierten Informationen gehen in die Sicherheitsüberlegungen ein.
Sicherheits-Ziele	Es ist ein Grundsatz der Richtlinie SIA 462, dass jedes Bauwerk, das Menschen oder die Umwelt gefährden kann, eine "ausreichende Tragsicherheit" aufweisen muss (Ziffer 3 1). Diese Sicherheit kann durch Einschränkung der Nutzung, Überwachung oder organisatorische Massnahmen wie Alarm-Dispositionen, Evakuationspläne oder Bereitsstellen von Notfallmassnahmen etc. gewährleistet werden (Abschnitt 5). Oder die Tragsicherheit eines bestehenden Bauwerkes muss den geltenden Normen der SIA entsprechen (Ziffer 4 13).

- Nachweis der Tragsicherheit Tragsicherheit ist das Kriterium der maximalen Versagens-Wahrscheinlichkeit für die Rest-Nutzungsdauer des bestehenden Tragwerks. Der Widerstand oder die Einwirkungen dürfen von den für die Bemessung massgebenden Angaben der Normen SIA [SIA 160 1989; SIA 162 1993] abweichen. Hiezu ist es von entscheidender Bedeutung, den Sicherheitsplan (und hiefür Elemente des Nutzungsplans wie beispielsweise die Restnutzungsdauer) zu aktualisieren. (Der Sicherheitsplan enthält alle Gefährdungsbilder und er legt fest, mit welchen Massnahmen den Gefahren begegnet wird.) Während die Grösse der Einwirkungen angepasst werden darf, sind die Lastfaktoren unverändert aus der Norm SIA 160 zu entnehmen. Auch die Widerstandsfaktoren sind den entsprechenden Normen SIA zu entnehmen es sei denn, der Zustand des Bauwerks lasse eine Erhöhung als erforderlich erscheinen. Eine Ausnahme stellen hier die ständigen Lasten dar. Falls durch Erhebungen am Bauwerk bzw. zuverlässige Informationen über die Auflasten die Grösse und Richtung dieser ständigen Lasten bekannt ist, dürfen deren Lastfaktoren von 1.3 auf 1.15 abgemindert werden (Begleiteinwirkungen). Im Falle der Leiteinwirkung Auflasten kann deren Lastfaktor von 1.5 auf 1.3 abgemindert werden. (Diese Abminderungen sind möglich, weil z.B. durch die Vermessung der Tragwerks-Volumen die Unschärfe der Lastgrösse verringert wird.) Für aussergewöhnliche Einwirkungen wie Unfall-Lasten oder Erdbeben richten sich die Nachweise nach der Norm SIA 160, Ziffer 4 15 bis 4 19 (Richtlinie SIA 462, Ziffer 4 3). Es ist dabei zu "berücksichtigen, dass sich die Einwirkungen und das Verformungs-Verhalten gegenseitig beeinflussen." Weiter können bei Erdbeben die Verformungsbeiwerte gemäss Norm SIA 160, Tabelle 33 angemessen vergrössert werden, "wenn das Verformungsvermögen des Tragwerks bis zum Versagen gewährleistet ist und im Versagenszustand grosse plastische Verformungen zugelassen werden. ..."
- Verhaltens-Ziele bei Erdbeben Die Verformungsbeiwerte der Norm SIA 160 wurden so festgelegt, dass beim Bemessungsbeben (Wiederkehrperiode 400 Jahre) sogenannte "Normschadenbilder" [SIA D045 1989] eingehalten werden können. Die "Normschäden" sind für drei Bauwerksklassen spezifiziert. Die Gebäude der Bauwerksklasse III sollen nur geringe, die Funktionstüchtigkeit nicht beeinträchtigende Schäden erleiden, weshalb auch Gebrauchstauglichkeits-Nachweise zu erbringen sind. Es sind die folgenden Grenzwerte einzuhalten: die Stockwerks-Verschiebung darf maximal 0.5% ( $h_s/200$ ) betragen, in Geschossbauten mit spröden Zwischenwänden nur  $h_s/500$ . Für normale Gebäude (Bauwerksklasse I) hat die Norm lediglich die Einsturzverhinderung zum Ziel.

## C.5 Erdbeben-Überprüfung von Mauerwerksbauten

Erdbeben-Überprüfung von Mauerwerk in Nordamerika

Erfahrungen mit Mauerwerkstragwerken bei Erdbeben wurden bei vielen Erdbeben gemacht (Friaul-Erdbeben 1976; Erzincan 1992; Long Beach, Kalifornien 1933 und viele andere mehr). {Indessen dürften die bedeutendsten Forschungsanstrengungen zur Überprüfung von bestehenden Mauerwerksbauten vermutlich in Nordamerika geleistet worden sein.} Von anderen Ländern (z.B. Italien) sind vor allem Forschungsarbeiten zu Denkmalschutz-Objekten bekannt, und weniger die Überprüfung von Zweckbauten aus Mauerwerk.

CGSEEB [Bruneau 1994]

Weil die Zielsetzung und die Ansätze der Überprüfung als beispielhaft betrachtet werden, werden im folgenden die "Canadian Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings (CGSEEB) – special procedure for unreinforced masonry buildings" [NRC 1992] anhand von [Bruneau 1994] kurz dargestellt. [NRC 1992] stützt sich auf die gleichen Grundlagen wie das "NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings" [FEMA-178 1992].

Das Ziel der CGSEEB ist in erster Linie die Verminderung des Risikos von Personenschäden bei Erdbeben mit verhältnismässigem oder geringem Aufwand. Die Verminderung von ökonomischen Risiken (Tragwerks-Schäden) steht dagegen im Hintergrund. Dies bedeutet, dass das Verfahren in erster Linie die bekanntesten Mängel des Erdbeben-Verhaltens identifizieren und beheben will. Damit wird akzeptiert, dass in gewissen Fällen das Erdbeben-Verhalten eines Bauwerks nicht den Zielen gerecht wird, obwohl die Richtlinien korrekt angewendet und allenfalls gar Ertüchtigungsmassnahmen ergriffen wurden. Eine andere Einschränkung des Verfahrens ist, dass es nicht auf sämtliche Mauerwerksbauten angewendet werden kann: es ist auf Mauerwerksbauten mit wenigen Stockwerken beschränkt (*maximal 6* Stockwerke). Kellergeschosse müssen nicht notwendigerweise vorhanden sein. Solche Bauten zeigen vor allem die folgenden Versagensmodi: Mangel an Verankerung, Verankerungs-Versagen, Versagen von Mauerwerksscheiben in ihrer Ebene ("in-plane"), Kippen von Mauerwerksscheiben ("out-of-plane") und Versagen, die im Zusammenhang mit den Deckenscheiben stehen. Die kanadischen Richtlinien fordern, dass ein Mauerwerksgebäude auf diese wichtigen Versagensmodi hin untersucht werden und notfalls ertüchtigt werden soll. Ein Teil der von den kanadischen Richtlinien geforderten Berechnungen ist im Abschnitt 2.3.3, "Tragendes (unbewehrtes) Mauerwerk" dargestellt.

Die CGSEEB enthalten weiter Anweisungen für das Sammeln von Informationen über das Gebäude (inkl. mechanische Tests), die Untersuchung der (horizontalen) Verankerung von Mauerwerkswänden, die Reduktion der Einwirkungen im Vergleich zur Erdbeben-Bemessung von Neubauten und anderes mehr.

# D Stahlbetonbau in den 50er und 60er Jahren

In diesem Anhang sind die Grundlagen des Stahlbetonbaus der 50er und 60er Jahre dargestellt, die aus der heutigen Sicht bemerkenswert oder einfach anders waren als heute. Ein besonderes Augenmerk wurde natürlich auf die für das Erdbeben-Verhalten von Stahlbeton-Tragwänden wichtigen Aspekte gelegt.

## D.1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton

### D.1.1 Ältere Normen

Die früher gültigen älteren Normen sind in Abschnitt 3.3.1, deren Bemessungskonzepte in Abschnitt 3.3.2 und die horizontalen Einwirkungen in Abschnitt 3.3.3 dargestellt und werden hier nicht mehr wiedergegeben.

### D.1.2 Konstruktion

Entwicklung	Die Konstruktion des Stahlbetons hat sich seit 1950 nicht grundlegend, sondern vielmehr durch die Entwicklung der Preise und des Materials sowie in Einzelheiten der Ausführung verändert. Die Technologie des Spannbetons hingegen wurde erst nach dem zweiten Weltkrieg in grösserer Menge ausgeführt und diese Bautechnik entwickelte sich stark. Der Spannbeton wird in dieser Arbeit jedoch nicht behandelt, weil er im Kontext der Stahlbeton-Tragwände nicht relevant ist.
Vorfabrikation	Vorfabrizierte Stahlbeton-Elementen wurden und werden in der Schweiz für Wohn- und Bürogebäude nur selten verwendet. Im allgemeinen kommen vorfabrizierte Tragwerks-Elemente dann zum Einsatz, wenn eine besonders grosse Festigkeit erforderlich ist, wie z.B. bei Stützen oder vorgespannten Dachträgern. Tragwände wurden und werden in der Schweiz in Ortsbeton ausgeführt.
Preis-Verhältnisse	Die Materialkosten und die Transport-Kosten sind seit 1950 im Vergleich zu den Arbeitskosten kleiner geworden. Diese beiden Tatsachen haben zur Folge, dass bei der Konstruktion vermehrt Wert auf rationelle Ausführung gelegt und im Gegenzug weniger mit dem Material gespart wird [Laengle 1970].
Abmessungen	Die Abmessungen der in der Praxis ausgeführten Tragwerk-Elemente aus Ortsbeton sind bei Gebäuden der 50er und 60er Jahre etwa gleich gross oder kleiner wie bei heutigen Neubauten. Es wurden beispielsweise bei älteren Gebäuden Wände mit einer Dicke von 0.14 m beobachtet. Nach den zur Zeit in Kraft befindlichen Normen (Ausgabe 1989 der Norm SIA 162) ist für Wände aus bewehrtem Ortsbeton eine Mindestdicke von 0.15 m vorgeschrieben. Indessen sind bei älteren wie bei neueren Wohn- und Bürogebäuden Wandstärken von 0.20 m häufig. Decken in Wohnbauten

oder Bürogebäuden müssen aus Gründen des Schallschutzes rund 0.20 m stark sein und so wird die Decke oft dicker ausgeführt als sie nach statischen Aspekten sein müsste. Bei Flachdecken ist meistens das Durchstanzen für die Dicke der Decken massgebend. Es ist daher nicht erstaunlich, dass in den untersuchten bestehenden Gebäuden die Decken wesentlich stärker sind als die Mindeststärken. Solche Mindestmasse betragen nach [Panchaud 1960] 0.10 m, die Norm SIA 112 des Jahres 1935 forderte eine Dicke von mindestens  $1/30$  (Ausnahmefälle  $1/35$ ) des Abstandes der Momenten-Nullpunkte. Die Platten von Rippendecken mussten mindestens 0.04 m bzw. 0.1 mal den Abstand der Rippen dick sein.

Für Stützen enthielt die Ausgabe der Norm SIA 162 von 1956 umfangreiche Anleitungen zur Berechnung des Knicklast. Es wurde empfohlen, grössere Schlankheitsgrade als  $\lambda_k = 150$  nach Möglichkeit zu vermeiden. Damit wäre z.B. eine Stütze mit der Höhe eines Geschosses und einer Dicke von 0.10 m durchaus erlaubt. Die Ausgabe von 1989 schreibt für Stützen in Ortsbeton eine Dicke von mindestens 0.20 m und für vorfabrizierte Stützen eine solche von 0.15 m vor.

#### Mindestbewehrung

Die älteren Normen wie die heute in kraft befindlichen enthalten keine überall gültige Mindestbewehrung für Stahlbeton-Tragwerke. Die Bewehrung wurde und wird dort angeordnet, wo Zugkräfte auftreten oder wo die Öffnungsweiten von Rissen begrenzt werden sollen, die sich infolge Schwinden, Kriechen, Zwängungen oder äusseren Einwirkungen bilden. Es bleibt die Möglichkeit, ein Tragwerks-Element wie unbewehrten Beton zu bemessen.

Gebäude	geometrischer Bewehrungsgehalt der wichtigsten Tragwände [%]	
	horizontal	vertikal
VID	0.39 (0.78)	0.39 (0.78)
CED	1.13	0.20
PMS	0.40	0.4 bis > 1.0
KJA	0.16 – 0.27	0.4 – 0.6
REN	0.16	0.22
MS	0.19	0.57
PCH	0.20	0.20
BOU	0.20	0.3 – 0.4
CFP	0.28	0.44
PFE	0.16	0.28

Tabelle D.1: Geometrische Bewehrungsgehalte in Tragwänden bestehender Stahlbetongebäude.

Druckglieder, wie Stützen und Tragwände, müssen zufolge der Norm SIA 162 von 1989 einen minimalen Gehalt an Vertikalbewehrung aufweisen. In den älteren Ausgaben dieser Norm gelten ähnliche Vorschriften nur für Stützen. Diese Druckglieder müssen einen Bewehrungsgehalt von mindestens  $\lambda_k/50 - 0.4$  [%] aufweisen bzw. 0.6% des Betonquerschnittes aufweisen, der für die Aufnahme der Normalspannungen notwendig ist. Bei Stützen dürfen die Bügel nach allen Normengenerationen nicht weiter voneinander entfernt sein als 15 mal den Durchmesser der dünnsten Längseisen bzw. die kleinste Querschnittsabmessung. Für Wände gibt es keine Vorschriften für eine minimale horizontale Bewehrung. Indessen wird im Stahlbeton-Unterricht gelehrt, in jede Oberfläche und in jede Richtung immer eine Bewehrung einzulegen.

Bei den untersuchten Gebäuden betrug die vertikale Wandbewehrung oft von 0.4% bis 0.6% und war damit im allgemeinen grösser als die horizontale Bewehrung, wo Gehalte von meistens 0.2% bis 0.4% festgestellt wurden (Tabelle D.1).

Rissesicherheit und  
Dauerhaftigkeit

Das Nachweiskonzept der Normen SIA der Ausgabe 1989 fordert einen separaten Gebrauchstauglichkeits-Nachweis. Dies war vorher lediglich implizit der Fall und eine Kontrolle der Gebrauchstauglichkeit erfolgte, falls überhaupt, durch die Bemessung mit den zulässigen Spannungen, mit konstruktiven oder anderen Massnahmen (Dilationsfugen etc.). Die Vorschriften blieben recht vage: so heisst es in der Ausgabe 1956 der Norm SIA 162: "Im Eisenbeton kann eine Rissebildung nicht vollständig verhindert werden. Feine Risse sind im allgemeinen nicht nachteilig. – Die Rissebildung kann durch Verminderung der Abstände der Stahleinlagen vermindert werden. – Sind Bauwerksteile der Witterung oder schädlichen Einflüssen in besonderem Masse ausgesetzt, so ist eine Herabsetzung der Dehnungen und der Biegezugspannungen angezeigt. – Zusätzliche, verteilte Stahleinlagen sind geeignet, die Rissebildung infolge Schwindens herabzusetzen."

Verankerung und Stösse der  
Bewehrung

Die Verankerungslängen, die Überdeckungslängen von Bewehrungsstössen und die Abbiegeradien, die in den Normen angegeben werden, spiegeln vor allem die Eigenschaften (Oberflächenbeschaffenheit und Fließgrenze) der Bewehrungsstähle wieder. Während in der Ausgabe von 1956 das Übergreifen der Bewehrung grundsätzlich mit Endhaken zu erfolgen hatte, so werden Endhaken für Übergreifungsstösse in der Ausgabe von 1989 nicht mehr erwähnt. In Tabelle D.2 sind die Verankerungslängen und minimale Radien der Bewehrung angegeben.

Quelle	Stahlsorte	Stosslänge ( $\emptyset$ : Durchmesser)	Abbiege-Radius	Endhaken
Norm SIA 162, Ausgabe 1956	hochwertiger Stahl II	36 $\emptyset$ (mit Endhaken)	12 $\emptyset$	4 $\emptyset$
	Rundstahl (Stahl I)	30 $\emptyset$ (mit Endhaken)	10 $\emptyset$	2.5 $\emptyset$
[Panchaud 1960]	Caron-Stahl	40 $\emptyset$ (ohne Endhaken)		
Norm SIA 162, Ausgabe 1989	S500	im allgemeinen 40 $\emptyset$ (ohne Endhaken) 25 $\emptyset$ (mit Endhaken)	7.5 $\emptyset$ Bügel: 2 $\emptyset$	3 – 5 $\emptyset$ (je nach $\emptyset$ )
		Zugzone 60 $\emptyset$ (ohne Endhaken) 40 $\emptyset$ (mit Endhaken)		
		Druckzone 25 $\emptyset$ (ohne Endhaken) 15 $\emptyset$ (mit Endhaken)		

Tabelle D.2: Verankerungs-Längen, Abbiegeradien und Endhaken für verschiedene Bewehrungsstähle nach verschiedenen Quellen.

#### Überdeckung

Die Überdeckung der Bewehrung ist insbesondere bei bewitterten Tragwerks-Elementen von Bedeutung. Schäden an Stahlbeton-Tragwerken treten vor allem in Folge von Bewehrungskorrosion auf. Erfahrungen an bestehenden Tragwerken führten dazu, dass die vorgeschriebene Überdeckung erhöht wurde (Tabelle D.3).

Norm	Exposition	Überdeckung [mm]	
		unbewittert	bewittert
SIA 112, 1935	Platten	10	15
	Säulen, Trägerrippen	20	30
	bei Gefahr von Feuer oder besonderer Rostgefahr ist Überdeckung zu erhöhen		
[EMPA 1950]	Schutz vor Bewehrungskorrosion		20
SIA 162, 1956		10	20
SIA 162, 1968		15	25
SIA 162, 1989	geschalte Flächen	20	30
	ungeschalte Flächen		35
	Minimalwert	15	

Tabelle D.3: Überdeckung der Bewehrung nach verschiedenen Generationen der Normen SIA.

## D.2 Baumaterialien

### D.2.1 Beton

In der Tabelle D.4 sind die Anforderungen an Beton gemäss vier verschiedenen Normen-Generationen des SIA zusammengefasst. Es handelt sich um die Betonsorten, die für die Herstellung von Stahlbeton zulässig sind. Gemäss allen vier Normen muss mindestens 300 kg Zement für einen Kubikmeter fertigen Beton verwendet werden (Ausgabe 1989: Anforderung gilt für Frischbeton). Beton mit nur 250 kg Zement ist zulässig für der Witterung entzogene Bauwerksteile und wenn die gleiche Festigkeit wie bei einem Beton mit 300 kg Zement erreicht wird.

Norm SIA 112, 1935 – 1956 ([EMPA 1950])		Normaler Beton (I)	Hochwertiger Beton (II)	-
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [kg/cm <sup>2</sup> ] für 300 kg Zement pro Kubikmeter Beton	Mittelwert 220 (Mindestwert 165)	300 (240)	
	350 kg Zement / m <sup>3</sup> Beton	280 (210)	380 (304)	
Norm SIA 162, 1956 - 1968		Normaler Beton B.N.	Hochwertiger Beton B.H.	Spezialbeton B.S.
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [kg/cm <sup>2</sup> ] für 300 kg Zement pro Kubikmeter Beton	Mittelwert 220 (Mindestwert 165)	300 (240)	
	350 kg Zement / m <sup>3</sup> Beton	280 (210)	380 (304)	
Norm SIA 162, 1968 – 1989		Normaler Beton BN	Hochwertiger Beton BH	Spezialbeton BS
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [kg/cm <sup>2</sup> ] für 300 kg Zement pro Kubikmeter Beton	Nennwert (16%-Fraktile) 200 (Mindestwert 150)	-	
	300 kg Zement / m <sup>3</sup> Beton und mehr	-	300 (240)	375 (320) oder mehr
Norm SIA 162, 1989	"Die Wahl der Betonsorte richtet sich nach der Zweckbestimmung des Tragwerks, den zu erwartenden Beanspruchungen und den gestellten Anforderungen"	B 35/25	B 45/35	etc.
	Würfel-Festigkeit nach 28 Tagen [N/mm <sup>2</sup> ] für 300 kg Zement pro Kubikmeter Beton	Mittelwert 35 (Mindestwert, 2%-Fraktile 25)	45 (35)	

Tabelle D.4: Betonsorten für die Herstellung von Stahlbeton.

Die Verwendung von Beton mit geringeren Festigkeits-Eigenschaften als ein normaler Beton ist erst seit der Ausgabe 1989 der Norm 162 gestattet. Es sind dann Verankerungs-Längen zu berücksichtigen, die etwas höher sind als für einen Beton B 35/25 oder einen festeren Beton.

Die Tabelle zeigt, dass die Festigkeit des "normalen Betons" seit 1950 bis 1989 in etwa gleich geblieben ist. Aufgrund von verschiedenen Angaben (Pläne, Unterricht an der ETH Zürich) ist jedoch davon auszugehen, dass in den 50er Jahren die Verwendung von "normalem Beton" üblich war und später mehr und mehr "hochwertiger Beton" (entspricht etwa B35/25) eingesetzt wurde.

Die planmässigen Eigenschaften der Beton-Sorten, die bei den Beispiel-Gebäuden vorgesehen waren, konnten nicht in allen Fällen bestimmt werden, denn während die Normen SIA ab 1956 von "Normalem" oder "Hochwertigem Beton" sprechen, und die deutschen DIN-Normen von "B 120", ..., "B 300" [Betonkalender 1959], treten bei den Gebäude PMS und KJA Bezeichnungen wie "Beton I, PC 250, K 0 – 45" auf. Es dürfte sich dabei vermutlich um einen normalen Beton mit 250 kg Portland-Zement (PC) pro Kubikmeter Beton handeln.

## D.2.2 Bewehrungsstahl

Entwicklung der  
Bewehrungsstähle

Noch vor dem zweiten Weltkrieg wurde in der Schweiz kaltverformter und damit höherwertiger Bewehrungsstahl entwickelt und hergestellt. Dies war für die rohstoffarme Schweiz ein wichtiger Schritt. In umfangreichen Forschungsarbeiten, auch während dem zweiten Weltkrieg, wurde das Verhalten von Stahlbeton, der mit hochwertigem, kaltverformtem Bewehrungsstahl hergestellt wurde, untersucht [EMPA 1950]. Es wurde insbesondere die Festigkeit, das Ermüdungs-Verhalten, die Rissbildung, die Haftfestigkeit der Bewehrungsstähle und die Verformungs-Eigenschaften des Bewehrungsstahls bzw. des Stahlbetons studiert. Die Resultate wurden als positiv beurteilt. Bemerkenswert ist, dass bereits damals "für die Bewertung der Sicherheitsgrade das jeweilige plastische Verformungs-Vermögen herangezogen" wurde.

Die Bewehrungsstähle wurden auch in den 50er und 60er Jahren weiterentwickelt, was in den Normen an den veränderten Anforderungen an Bewehrungsstahl ablesbar wird (Tabellen D.5, D.6 und D.7). Weil die Normung nicht immer Schritt hielt mit diesen Entwicklungen, gaben die Bewehrungsstahl-Hersteller eigene Bemessungsgrundlagen (zulässige Spannungen) heraus für ihre Produkte (z.B. [Von Moos'sche Eisenwerke 1966]). Die Normen des SIA folgten dann den Entwicklungen im Bereich des Bewehrungsstahls.

Abhängig von den sich verändernden Herstellungs-Verfahren der Bewehrungsstähle änderten sich deren Eigenschaften auch in den letzten Jahren [Bachmann et al. 1998b].

### Norm-Vorschriften für Bewehrungsstähle

	EMPA-Richtlinien, [EMPA 1950], SIA 112, 1935	Mittelwerte und Bereich [kg/mm <sup>2</sup> ]			Mindest- werte [-]			Norm 162, 1956 Mindestwerte [kg/mm <sup>2</sup> ]			EMPA- Richtlinien, Norm SIA 162 fordern weiter: • Kaltfalt- proben • Ermü- dungs- festigkeit
		$\sigma_s$	$\beta_z$	$\beta_z/\sigma_s$	$\lambda_5$	$\lambda_{10}$	$\epsilon_{gl}$	$\sigma_s$	$\beta_z$	$\lambda_5$	
I	Normaler Bewehrungsstahl	30 24-34	40 36-50	1.3	0.25	0.20	0.15	24	36	0.25	
II	Hochwertiger Bewehrungsstahl, kaltgereckt	40 35-44	50 46-55	1.2	0.14	0.12	0.10	35	42	0.14	
	Hochwertiger Bewehrungsstahl, naturhart	40 35-44	60 52-65	1.5	0.22	0.18	0.14	35	52	0.20	
III	Sonderstahl, kaltgereckt, naturhart	55-75	70- 100	1.3	0.14	0.12	0.10	-	-	-	
IV	Sonderstahl nach patentiertem Verfahren $\leq 6$ mm (Stahldraht)	120- 180	150- 220	1.25	0.025	-	-	-	-	-	
$\sigma_s$	Fliessgrenze	$\lambda_5$	Bruchdehnung über die Länge von 5 Stabdurchmessern								
$\beta_z$	Zugfestigkeit	$\lambda_{10}$	Bruchdehnung über die Länge von 10 Stabdurchmessern								
		$\epsilon_{gl}$	Gleichmassdehnung ( $= 2 \cdot \lambda_{10} - \lambda_5$ )								

Tabelle D.5: Bewehrungsstahl-Sorten und mechanische Eigenschaften nach den Normen SIA bzw. den EMPA-Richtlinien seit dem 2. Weltkrieg bis 1968.

Norm 162, 1968		Fließgrenze $\sigma_s$ [kg/mm <sup>2</sup> ]		Zugfestigkeit $\beta_z$ Mindestwert	Bruchdehnung (über 5 Durchmesser) $\lambda_5$ Mindestwert	Andere Parameter • Biege- versuch • Streck- grenze / Zugfestig- keit < 0.95 • Schub bei Schweis- stellen • Aufbiegen
für Stähle der Durchmesser 6 – 30 mm		Nominalwert (5%-Fraktile)	Mindestwert			
I	Normaler Armierungsstahl	-	24	37	0.25	
IIIa	Naturharter Armierungsstahl	46	43	56	0.16	
IIIb	Kaltverformter Armierungsstahl	46	43	48	0.13	
IV	Armierungsnetze	54	50	57 ohne Schweissung 54 bei Schweisstelle	0.08	

Bewehrungsstähle mit über 30 mm Durchmesser und die Stähle der Gruppe II der Norm Ausgabe 1956 sind nicht mehr normiert.

Tabelle D.6: Bewehrungsstahl-Sorten und mechanische Eigenschaften nach der Norm SIA 162 der Ausgabe 1968.

Stahlsorte	Zustand	Fließgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]		Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
		Prüfwert (5%-Fraktile) $f_{yk}$	Rechenwert $f_y$	
S 235		235	220	360
S 500a	naturhart bzw. mikrolegiert	500	460	600
S 500b	kaltverformt	500	460	550
S 500c	vergütet	500	460	580
S 500d	Ringmaterial	500	460	550
S 550	kaltverformt, zu Netzen verschweisst	550	520	580

Tabelle D.7: Bewehrungsstahl-Sorten und mechanische Eigenschaften nach der Norm SIA 162 der Ausgabe 1989.

### Hersteller von Bewehrungsstählen und ihre Produkte

In der Schweiz wurden Bewehrungsstähle während den 50er und 60er Jahren von den Firmen Von Moos (Von Moos'sche Eisenwerke), Von Roll, Monteforno (Tabelle D.8) und Ferrowohlen hergestellt. Importierte Bewehrungsstähle spielten mengenmässig eine untergeordnete Rolle, denn die Norm-Vorschriften in der Schweiz unterschieden sich während der meisten Zeit von jenen der Nachbarländer. Einer der wenigen

ausländischen Hersteller, die Bewehrungsstahl für die Schweiz erzeugten, war die Firma Rumi aus Italien.

Firma	Von Moos	Von Roll	Monteforno
Spätere Eigentümer	Swiss Steel:		
	Steel Tec; Von Moos Stahl	Stahl- und Walzwerke Gerlafingen AG	
Produkte-Linie	Torstahl	Caron	Box
Wichtigstes Erzeugnis von 1956 – 1968	Tor 40 (Tor 60); ab 1966 Torstahl 50 und weniger bedeutend Tor 42)	Caron-Stahl; ab 1968 Roll-S (bis Anfang der 80er Jahre)	Box (Stahl der Gruppe IIb nach SIA 162, 1956); Box-Ultra
hochwertige Stähle sind ...	kaltverformte Stähle	kaltverformte Stähle	legierte Stähle (naturharte Stähle)
Kennzeichen	Eine bis mehrere Rippen	Quadratischer Querschnitt; Seitenlänge Bruchteile von mm	B.O.X.-Eindruck; später schräge Rippen mit wechselnder Neigung
Zeichen auf Plänen	Φ	⊕	Box $\overline{\Phi}$ , Box-Ultra $\overline{\Psi}$
Umsatzmässig weniger wichtige Produkte	Tor 60, Rundstahl	Rundstahl	Rundstahl
	Φ		

Tabelle D.8: Wichtigste Schweizer Bewehrungsstahl-Hersteller und ihre Produkte in den 50er und 60er Jahren.

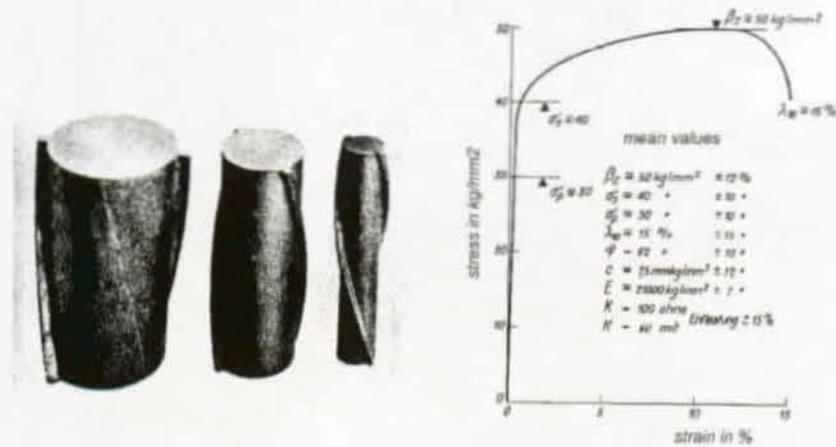
#### Rundstahl

Nach dem zweiten Weltkrieg war der Rundstahl (Stahl I, im Gegensatz zu den hochwertigen Bewehrungsstählen unprofilert; niedrige Fließgrenze von rund 23 kg/mm<sup>2</sup>) nur für die konstruktive Bewehrung interessant: der Konsumentenpreis pro Tonne (ab Frachtbasis Basel) betrug 1949 Fr. 490.- währenddem die Tonne hochwertiger Bewehrungsstahl Fr. 550.- (Isteg-, Chromlegierter Stahl, Torstahl) bzw. 560.- (Caron-Stahl) kostete. Die Gewichts-Einsparung von rund 25%, die dank der höheren zulässigen Spannung für hochwertigen Stahl möglich war, machte den Preis-Unterschied pro Tonne mehr als wett. Gleichzeitig waren die Umsätze von Sonderstählen, also von Stählen mit noch höherer Fließgrenze wie Tor 60, insgesamt gering (weniger als 5% der Gesamt-Menge; Auskunft von Herrn Balzli, Firma Von Moos/Swiss Steel, vom 17.3.1999)

#### Kaltverformte Bewehrungsstähle

Die hochwertigen Bewehrungsstähle wurden entweder durch Legierung hergestellt ("naturharte Bewehrungsstähle") oder die höhere Fließgrenze wurde durch eine Verformung des Stahls im kalten Zustand erzielt ("kaltverformte Bewehrungsstähle"). Die Kaltverformung besteht in einem Verdrehen (Tordieren → Tor-Stahl, Figur D.1) eines Stahlstabs, womit der Stahl am Rande des Stabquerschnittes ins Fließen gebracht wird. Bei den folgenden Belastungen bleibt dieser Teil des Querschnittes elastisch bis

nahe der Zugfestigkeit des Ausgangsmaterials. Daraus ergibt sich, dass die Zugfestigkeit eines solchen Stahls niedriger ist als beim legierten hochwertigen Stahl mit gleicher Fließgrenze (Tabellen D.5 und D.6).



Figur D.1: Tor-Stahl und seine mechanischen Eigenschaften [EMPA 1942].

Die nominelle Fließgrenze der kaltverformten Bewehrungsstähle betrug von 1956 bis 1968  $35 \text{ kg/mm}^2$  und die Streckgrenze  $42 \text{ kg/mm}^2$  (Tabelle D.6). Die werkseitig garantierten Mindestwerte lagen jedoch höher (Tabelle D.9). Beim Studium von 11 Versuchsberichten mit zwischen 3 bis 48 Proben von Tor-Stahl 40 zeigte es sich, dass die mittlere Fließgrenze bei rund  $45 \text{ kg/mm}^2$  liegt. Das Verhältnis zwischen der Zugfestigkeit und der Fließgrenze beträgt meistens zwischen 1.15 und 1.25. Die Dehnung bei Höchstzugkraft beträgt in einigen Fällen weniger als 6%, im allgemeinen jedoch deutlich mehr (Figur D.2 links). Die selben Aussagen treffen auch für Caron-Stahl zu, wobei die vom Werk angegebene Fließgrenze bereits ab 1953 im Mittel  $52 \text{ kg/mm}^2$  betrug.

Naturharte hochwertige  
Bewehrungsstähle

In der Schweiz war der Box-Stahl bzw. der Box-Ultra der Firma Monteforno der wichtigste naturharte, hochwertige Bewehrungsstahl. Er weist bezeichnenderweise ein grosses Verfestigungs-Verhältnis auf und die Dehnung bei Höchstzugkraft beträgt im allgemeinen über 10%. Ausnahmen treten jedoch auch hier auf. Diese Aussagen beruhen auf der Durchsicht von 23 Untersuchungsberichten für eine bis zu 47 Proben.

In den 60er Jahren begannen die Werke Bewehrungsstähle herzustellen, für die sie Festigkeitswerte garantierten, die deutlich über den Norm-Werten lagen. Für diese Produkte wurden vom Werk die entsprechend höheren zulässigen Spannungen angegeben.

Schweiss-Eignung

Beim Schweißen des kaltverformten Bewehrungsstahls muss darauf geachtet werden, möglichst wenig Wärme zuzuführen. Denn durch Erwärmung wird die Verfestigung durch die Kaltverformung rückgängig gemacht. Günstig für das Schweißen ist der niedrige Gehalt an Kohlenstoff. Bei den naturharten, hochwertigen Bewehrungsstählen ist der Gehalt an Kohlenstoff relativ hoch und daher die Schweisseignung mässig gut.

	ab dem Jahre	Mindestwerte nach Hersteller-Angaben		Bruchdehnung	
		Fliessgrenze $\sigma_s$	Zugfestigkeit $\beta_z$	$\lambda_5$ (5 Durchmesser)	$\lambda_{10}$ (10 Durchmesser)
Caron-Stahl	1948	36 kg/mm <sup>2</sup>	42 kg/mm <sup>2</sup>	14%	-
	1953	46 kg/mm <sup>2</sup>	50 kg/mm <sup>2</sup>	14%	-
	1965	46 kg/mm <sup>2</sup> (Mittel: 52)	50 kg/mm <sup>2</sup> (Mittel: 60)	14%	-
Tor-Stahl 40	1964	(Mittelwert: 40 kg/mm <sup>2</sup> )	(Mittelwert: 50 kg/mm <sup>2</sup> )	16%	12%
Tor-Stahl 42	1966	42 kg/mm <sup>2</sup>	47 kg/mm <sup>2</sup>	13%	-
Tor-Stahl 50	1966	50 kg/mm <sup>2</sup>	56 kg/mm <sup>2</sup>	12%	-
Box-Stahl	ca. 1960	40 kg/mm <sup>2</sup> , Durchmesser grösser 18 mm: 36 kg/mm <sup>2</sup>	52 kg/mm <sup>2</sup>	20%	-
Box-Ultra	1960	50 kg/mm <sup>2</sup>	60 kg/mm <sup>2</sup>	20%	-

Tabelle D.9: Mechanische Eigenschaften nach Hersteller-Angaben der wichtigsten Bewehrungsstähle in der Schweiz der 50er und 60er Jahre.

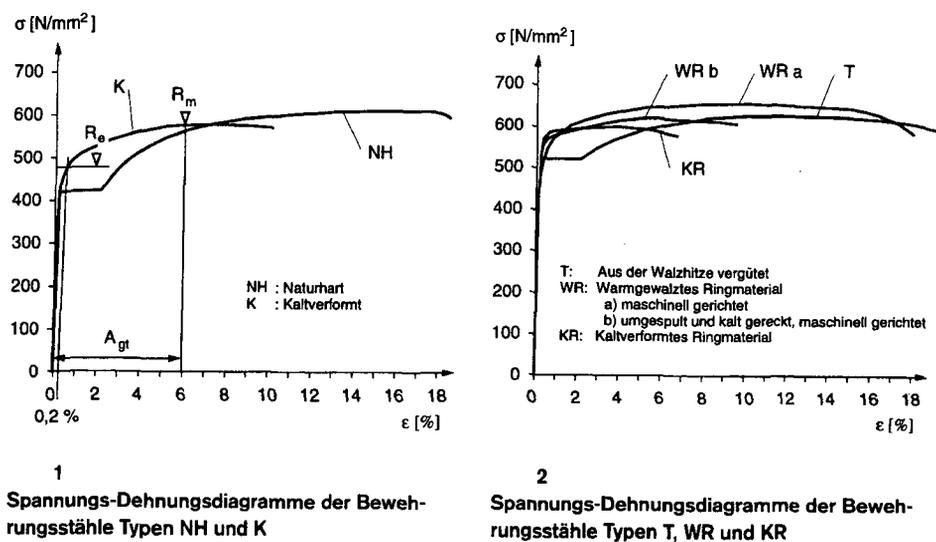
### Beurteilung der Duktilität der Bewehrungsstähle der 50er und 60er Jahre

Bei Laborversuchen an Stahlbeton-Tragwänden bewehrt mit heute marktgängigen Bewehrungsstählen wurde eine ungenügende Duktilität des Stahlbetons festgestellt [Dazio et al. 1999]. Dies war auf ungünstige Verfestigungs-Eigenschaften und geringe Duktilität von einigen heute marktüblichen Bewehrungsstählen zurückzuführen. In einer diesbezüglichen Publikation wies [Bachmann et al. 1998b] auf die Bedeutung der Eigenschaften des Bewehrungsstahls für die Duktilität von Stahlbeton-Tragwerken hin. Es werden in dieser Publikation die folgenden Kriterien genannt, damit Stahlbeton ein duktileres Verhalten aufweisen kann (Vermeidung von Ein-Riss-Gelenken, Verformbarkeit u.a.):

- Verfestigungs  $R_m/R_e \geq 1.15$  ( $R_m$ : Zugfestigkeit,  $R_e$ : Fließgrenze, siehe auch Figur D.2)
- Dehnung bei Höchst-Zugkraft  $A_{gt} \geq 0.06$

Die gesichteten Untersuchungs-Berichte (siehe oben) lassen es als wahrscheinlich erscheinen, dass diese Kriterien von den in den 50er und 60er Jahren gebräuchlichen Bewehrungsstäben eingehalten werden.

Bis weit in die 80er Jahre wurden in Europa fast ausschliesslich naturharte (SIA 162, 1956/1968: I, IIb/IIIa) und kaltverformte Stähle (IIa/IIIb) verwendet. Neue Produktionsmethoden, die vor allem seit Mitte der 80er Jahre eingesetzt wurden, ergaben andere Stahleigenschaften (Figur D.2). Dies führte zu den oben erwähnten teilweise ungenügenden Duktilitäts-Eigenschaften.



Figur D.2: Spannungs-Dehnungs-Diagramme von Bewehrungsstählen, die in den 50er und 60er Jahren markt-üblich waren (links) und solchen der 90er Jahre (rechts).

### D.2.3 Mauerwerk

Verwendung und Bedeutung von Mauerwerk

In der Schweiz ist Mauerwerk ein mengenmässig wichtiges Baumaterial. Die tragenden Wände von vielen Einfamilienhäusern, aber auch von mehrgeschossigen Gebäuden werden oft in Mauerwerk ausgeführt. Häufig wird als praktische Grenze für den Mauerwerksbau eine Höhe von 5 oder 6 Stockwerken angegeben. Indessen gibt es auch Wohnblocks mit über 10 Stockwerken, die aus vorfabrizierten, unarmierten Mauerwerkscheiben erstellt wurden und sogar einer seismisch stark gefährdeten Region der Schweiz stehen. Viele tragende Mauerwerkswände werden in der Schweizer Baupraxis nicht von Ingenieuren bemessen sondern von Architekten. Die Architekten benützen dabei oft einfache Bemessungsregeln der Hersteller von Mauerwerkssteinen und nicht die Empfehlung SIA V177 [SIA V177 1995].

Normen

Seit Beginn des 20. Jahrhunderts wurden Normen für Backstein-Tragwerke von den Schweizerischen Bundesbahnen, dem Schweizerischen Baumeisterverband und von der SIA herausgegeben. Die erste Norm des SIA erschien im Jahre 1943; heute ist lediglich eine Empfehlung in Kraft [SIA V177 1995] (Tabelle D.10).

Ausgabe der Norm	Mauerwerk
1943	"Provisorische Normen für die Berechnung und Ausführung von Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Bausteinen", Norm SIA 113
1965	"Norm für die Berechnung und Ausführung von Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Bausteinen", Norm SIA 113
1980	"Mauerwerk", Norm SIA 177
1995	"Mauerwerk", Empfehlung SIA V177

Tabelle D.10: Normen des SIA für Mauerwerk-Tragwerke.

## Festigkeit

Das Baumaterial und seine Festigkeit haben sich ähnlich gewandelt wie der Beton oder der Bewehrungsstahl: die Festigkeit hat etwas zugenommen (Tabelle D.11) und einige (weniger widerstandsfähige) Materialien sind aus der Praxis verschwunden. Das Normalformat eines künstlichen Bausteines beträgt 25 cm mal 12 cm mal 6 cm.

	Norm SIA 113, Ausgabe 1943	Empfehlung SIA V177, Ausgabe 1995
Bausteine	Backstein, normal & hochwertig, Kalksandstein, normal & hochwertig;	MB (Mauerwerk aus gebrannten Steinen, wie Backstein)
Festigkeit von Mauerwerk bei vertikaler, zentrischer Beanspruchung	Portlandzementmörtel: normal 14 kg/cm <sup>2</sup> ( $\approx$ 1.4 MPa) hochwertig 22 kg/cm <sup>2</sup> ( $\approx$ 2.2 MPa) Hydraulischer Kalkmörtel: normal 6 kg/cm <sup>2</sup> ( $\approx$ 0.6 MPa) hochwertig 8 kg/cm <sup>2</sup> ( $\approx$ 0.8 MPa)	$f_x = 8$ MPa; ungefähre nutzbare Spannung: 2.6 MPa

Tabelle D.11: Festigkeit von Mauerwerk-Wänden bei zentrischer Beanspruchung.



# E Idarc2d, in der Version 561ida302

## E.1 Idarc2d

IDARC2D = **I**nelastic **D**amage **A**nalysis of **RC** buildings für zwei-dimensionale Modelle.

Die Berechnungen der Gebäudemodelle wurden mit dem Programm Idarc2d in der Version 5.0, 21 February 1999, durchgeführt. Ausführliche Informationen zu diesem Programm können dem Internet (<http://civil.eng.buffalo.edu/idarc2d50/>) entnommen werden. Eine umfassende Dokumentation dieses Programmes liegt für die Version 4.0 vor [Valles et al. 1996]. Dieses Programm wurde von Forschern des ehemaligen "National Centers for Earthquake Engineering Research" an der State University of New York at Buffalo entwickelt.

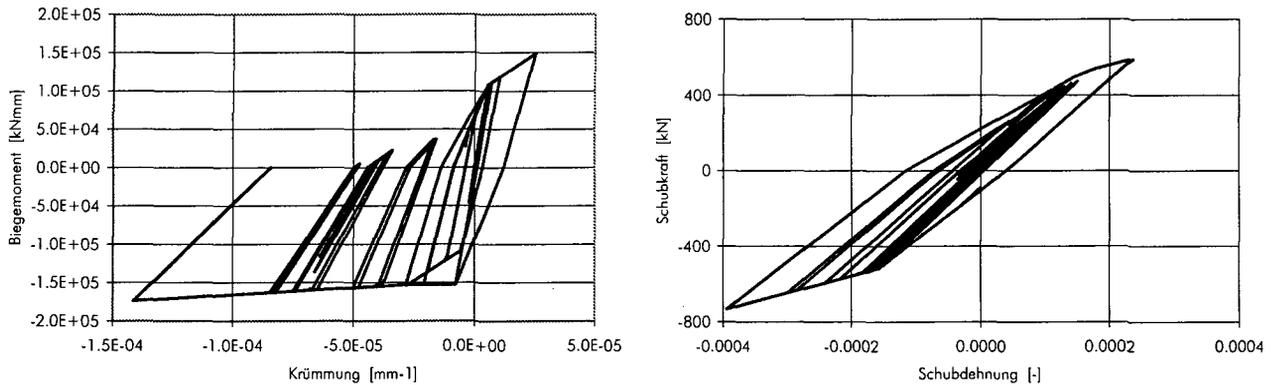
Eine Beschreibung der Eigenschaften des Programmes ist im Abschnitt 4.2.2, "Idarc2d" gegeben. Es werden kurz die Möglichkeiten, der Lösungs-Algorithmus und die Grenzen der Leistungsfähigkeit des Programmes erläutert.

## E.2 Version 5.0

Nicht-lineares,  
hysteretisches Verhalten

Die Version 5.0 unterscheidet sich von der Version 4.01 insbesondere durch die Programmstruktur zur Berechnung des hysteretischen Verhaltens. Es wurden stabilere Algorithmen und eine ausgeprägtere Strukturierung eingeführt. Neben den bisher polygonalen Kraft-Verformungs-Beziehungen der Makromodelle können nun auch stetige Steifigkeits-Änderungen berechnet werden. Von dieser Möglichkeit wurde jedoch kein Gebrauch gemacht und sie wird nicht weiter diskutiert.

Zum Programm werden 8 Verifizierungs-Beispiele gegeben, von denen eines eine nicht-linear dynamische Berechnung eines Gebäudes mit Tragwänden ist. In Figur E.1 ist das hysteretische Verhalten einer Tragwand wiedergegeben. Es kann einerseits die polygonale Kraft-Verformungs-Beziehung erkannt werden und andererseits auch die (geringe) Reduktion der Steifigkeit und des Widerstandes in den folgenden Zyklen. Es handelt sich um ein bilineares Verhalten.



Figur E.1: Hysteretisches Verhalten einer Biegefeder und einer Schubfeder einer Stahlbeton-Tragwand im Verifizierungsbeispiel 6 des Programmes Idarc2d, Version 5.0.

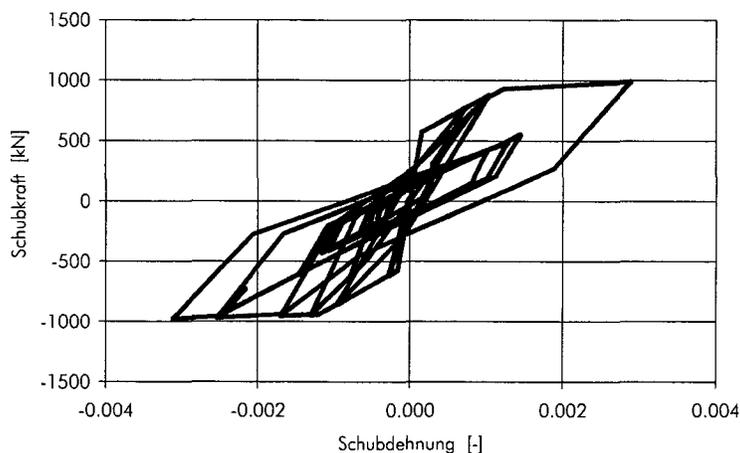
### E.3 Version 561ida302 des Programmes Idarc2d

Das Rechenprogramm Idarc2d, Version 5.0 musste für diese Forschungs-Arbeit in mehreren Punkten modifiziert werden. Die neue Version trägt die Bezeichnung 561ida302. Die Modifikationen betreffen vor allem die Berechnung des hysteretischen Verhaltens und eine einige Erweiterungen zur automatischen Berechnung einer grösseren Anzahl von Modellvarianten im Sinne des Monte-Carlo-Verfahrens.

#### Hysterese

Die wichtigsten Änderungen bei der Berechnung des hysteretischen Verhaltens sind:

- Elimination von Fehlern und von Unvollständigkeiten: insbesondere bei asymmetrischer Belastung einer tri-linearen Feder traten verschiedene Situationen auf, die in der Version 5.0 nicht oder unzureichend geregelt waren.
- Änderung des hysteretischen Verhaltens eines gerissenen, aber noch nicht fließenden Querschnittes. Neu weist ein gerissener Querschnitt ab dem zweiten Belastungs-Zyklus eine reduzierte Steifigkeit auf im Vergleich mit dem ungerissenen Querschnitt.
- Entlastungs-Ast einer Feder: Während bisher die Steifigkeit vom Lastumkehrpunkt bis zur Kraft Null konstant war, verringert sich die Steifigkeit neu bereits bei einem Bruchteil der Fließkraft (vergleiche Figur E.1 mit dem alten und Figur E.2 mit dem neuen hysteretischen Verhalten). Die Kraft, bei welcher der Steifigkeitswechsel eintritt, wird als Produkt der Tangenten-Steifigkeit des gerissenen Querschnittes und der Dehnung bei Fließbeginn berechnet. Dies hat eine kleinere hysteretische Energiedissipation zur Folge.
- Einführung von Kriterien zur Kontrolle der Grenzzustände, separate Kriterien zur Beurteilung von Stahlbeton- und Mauerwerks-Tragwänden
- Neue Regelungs-Parameter für das hysteretische Verhalten und korrigierte Berechnung der hysteretischen Energie.



Figur E.2: Hysteretisches Verhalten einer Schubfeder in der Version 561ida302 des Programmes Idarc2d.

Automatisierte Wiederholung  
von push over Berechnungen

Die Erweiterung der Berechnungsmöglichkeiten, insbesondere zur automatisierten Durchführung von push over Analysen für eine grössere Anzahl von Modellvarianten im Sinne des Monte-Carlo Verfahrens, umfasst die folgenden, wichtigsten Punkte:

- Automatische Durchführung von einer oder mehreren Berechnungen mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren, wie es in Abschnitt 4.1.3, "Vorschlag für das Kapazitätsspektrum-Verfahren bei Gebäuden mit Tragwänden", beschrieben ist.
- Eingabe von variierenden Material-Eigenschaften, mit welchen die Modell-Eigenschaften berechnet werden.
- Einlesen der Querschnitts-Eigenschaften aus externen Dateien
- Variation der Querschnitts-Eigenschaften mit einem Zufallsgenerator, der lognormal-verteilte Werte liefert

Weitere Änderungen

Weitere wichtige Ergänzungen bzw. Änderungen sind:

- Berechnung der Querschnittseigenschaften von Stahlbeton-Tragwänden mit Flanschen
- Verbesserung des Fibermodells zur Berechnung des Biegeverhaltens, in Übereinstimmung mit den Resultaten der Kalibration
- Neue Regeln zur Berechnung des Schubwiderstandes und der Schubverformungen einer Tragwand, in Übereinstimmung mit den Resultaten der Kalibration
- Korrektur von verschiedenen kleineren Teilberechnungen, wie z.B. die Berechnung der modalen Masse bei Verwendung der SI-Einheiten (mm, kN).
- Elimination des Moduls ELADJ, der Umhüllende, die bestimmten Kriterien nicht genügten, an diese Kriterien anpasste.

## E.4 Benützer-Anweisungen input-Datei

Infolge der Ergänzungen zum Rechenprogramm Idarc2d sind für die Programm-Version 561ida302 die folgenden Änderungen zum "user's guide" zu berücksichtigen. Hier werden die Änderungen am "user's guide" [siehe Internet-Adresse] der Version 5.0 angegeben, die zur Benützung der Programm-Version 561ida302 notwendig sind.

### SET A00: AUTOMATIC CALCULATION INFORMATION

- MATNR, IZUF, IDMANC, IDMANB, IDMANW

description:

MATNR: **if 0**, then definition of material-properties as given in version 5-manual; **if  $\geq 1$** , then input of material properties using MAT.DAT (SET B3) or by varying section properties with random generator; MATNR gives the number of computed model variations

IZUF **if 1**, then use of random variation of section properties, **AND**: specify VARCM, VARCU, ....; IDMANC, IDMANB or IDMANW > 0. Only those values given in COLMPRO.DAT, BEMMPRO.DAT, WALMPRO.DAT will be modified by random numbers; **if 0**, then no use of random variation features

IDMANC, IDMANB, IDMANW: **if 1**, then: definition of section properties in external files; the files with the section properties have to be named COLMPRO.DAT, BEMMPRO.DAT, WALMPRO.DAT (use input format given in USER INPUT PROPERTIES SET, SET D3, E2 or F2; if 0-values are given, the the material properties are used to compute the section properties).

**if 0**, then definition of material-properties as given in version 5.0-manual

- NMONO

description:

NMONO: number of push over analyses (once, with 1<sup>st</sup> mode forces, or twice, with 1<sup>st</sup> and 2<sup>nd</sup> mode horizontal forces, per model variation)

- VARCM, VARCU, VARBM, VARBU, VARWM, VARWU, VARWS, VARMAS, VARMSU

description:

VAR.. are the coefficients of variation specified for the random generated values following a lognormal distribution. These random values are used to modify the section

properties given in the files COLMPRO.DAT, BEMMPRO.DAT, WALMPRO.DAT. The mean value is the one given in these files.

VARCM: coefficient of variation (cov) for the column flexural resistance (PY)

VARCU: cov for the column flexural yield curvature (UY)

VARBM: cov for the beam flexural resistance (PY)

VARBU: cov for the beam flexural yield curvature (UY)

VARWM: cov for the wall flexural resistance (PY)

VARWU: cov for the wall flexural yield curvature (UY)

VARWS: cov for the wall shear resistance (PY)

VARMAS: cov for the Masonry wall shear resistance (PY)

VARMSU: cov for the Masonry wall shear deformation (UY)

### **SET A01: GENERAL INFORMATION**

(as given in user's manual, ldarc2d, Version 5.0)

...

### **SET B3: INPUT FORMAT FOR VARIED MATERIAL PROPERTIES, SPECIFIED IN FILE "MAT.DAT"**

**(to be specified only if MATNR > 0 and IZUF = 0; if specified, don't specify SETS B1 and B2)**

note: if IDMANC, IDMANB or IDMANW are given, then the section properties given in these files are used, but modified according to the relationship of FC(1)/FC and FS(1)/FS.

- USER TEXT
- FC, FS

description:

FC, FS: mean values of compressive strength of the concrete and tensile yield strength of the reinforcement

- FC(1), ... FC(NCON)

description:

FC(1), ... FC(NCON): compressive strength of the concrete for the 1<sup>st</sup> variation of the structural model, NCON: number of concrete types

- FS(1), ... FS(NSTL)

description:

FS(1), ... FS(NSTL): tensile yield strength of the reinforcement for the 1<sup>st</sup> variation of the structural model, NSTL: number of reinforcement types

- DMASON

description:

DMASON: cov for the Masonry wall shear resistance (PY)

...

- FC(1), ... FC(NCON)
- FS(1), ... FS(NSTL)
- DMASON

...

repeat for all MATNR-variations of the model.

...

### SET C: HYSTERETIC MODELING RULES SET

- USER TEXT
- NHYS

description:

NHYS: number of types of hysteretic rules

- for the multi-linear hysteretic model:

IR, 1, HC, HBD, HBE, HS, **HRR, RR1, RR2, UCMF**, IBILINEAR

description:

HRR, RR1, RR2: parameter to drive reduction of the ultimate deformation criteria due to hysteretic energy dissipation

UCMF: multiplication factor for the effective ultimate deformation (when the ultimate deformation of an element has been reached, the computation stops)

...

### SET F1: WALL SECTION DIMENSIONS SETS

- USER TEXT
- KW, IMC, KHYSW(1), KHYSW(2), KHYSW(3), AN, AMLW, NSECT, **MODF, MATID**

description:

MODF = 0 (out of order)

MATID: for RC-walls = 0, for masonry walls = 1

- KS, IMS, DWAL, BWAL, **BWFAC**, PT, PW

description:

BWFAC:  $\neq 1.0$  for RC bearing walls with flanges. BWFAC is a factor to vary the width of the RC section taken into account for the flexural resistance. The shear resistance is computed based on the width given by BWAL

### SET F2: WALL SECTION DIMENSIONS SETS

- USER TEXT
- KW, AMLW, EAW, ~~HPYSW, HYSWS~~, **MODF, MATID**
- flexure bot: KHYSW, EI, PCP, PYP, UYP, UUP, EI3P, PCN PYN, UYN, UUN, EI3N
- if applicable: flexure top as flexure bot

- shear properties  
KHYSW, GA, PCP, PYP, UYP, UUP, GA3P, PCN PYN, UYN, UUN, GA3N

### **SET M2.1: FORCE CONTROLLED INPUT**

- USER TEXT
- ITYP  
description:  
ITYP. = **6** for constant 1<sup>st</sup> mode and 1<sup>st</sup> & 2<sup>nd</sup> mode force distribution
- PMAX, MSTEPS, DRFLIM
- NMOD, ~~POWER1, POWER2~~
- **OMEGA2**  
description:  
OMEGA2: fraction of the base shear due to the 2<sup>nd</sup> mode inertial forces, when a push over with 1<sup>st</sup> & 2<sup>nd</sup> mode force distribution is done (give only if ITYP = 6).

### **SET M2.9: OUTPUT OF ELEMENT LIMIT STATES <S-1>, <S-3>, <S-5>**

- **NELOUT(1), NELOUT(2), NELOUT(3)**  
description:  
NELOUT(1), NELOUT(2), NELOUT(3): numbers of elements to be given in the output, that reach the limit state criteria  
<S-1> {NELOUT(1)}, <S-3> {NELOUT(2)},  
<S-5> {NELOUT(3)}



# F Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente

## F.1 Kalibrationen von Stahlbeton-Tragwänden

### Grundlagen und Ziele der Kalibration

Grundlagen-Daten

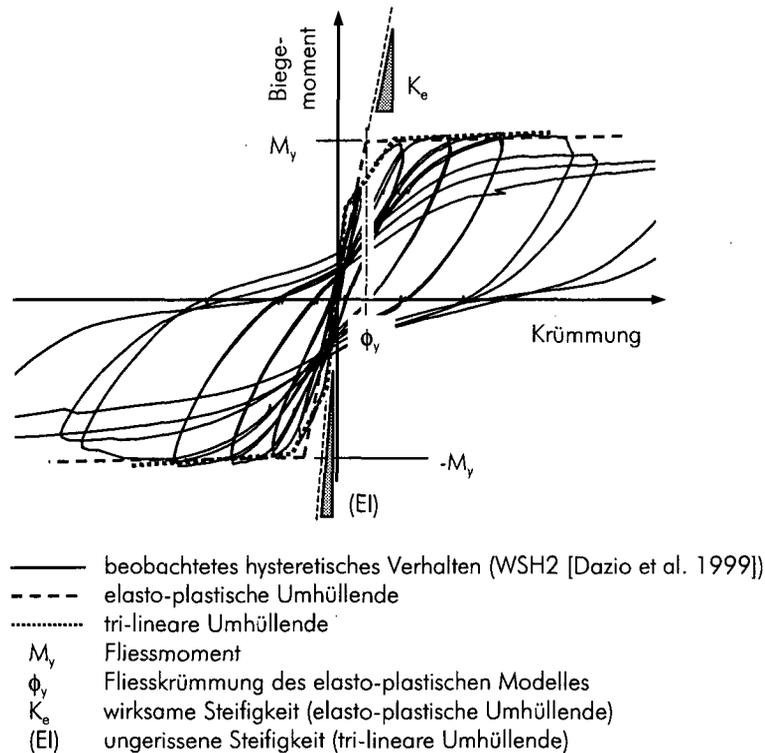
Zur Kalibration der Makromodelle wurden die Laborversuche verwendet, die in den Berichten [Dazio et al. 1999; Lestuzzi et al. 1999; Oesterle et al. 1976; Oesterle et al. 1979; Maier et al. 1985; OCDE/NUPEC 1996; Wallace et al. 1992] dokumentiert sind. Diese Laborversuche wurden an Stahlbeton-Elementen durchgeführt, die zum Testen von Bemessungs-Konzepten konstruiert wurden. Es wurden immer Stahlbeton-Elemente in verkleinertem Massstab (1:2 oder kleiner) getestet. Der Gehalt vertikaler Bewehrung der Tragwände betrug in der Mehrheit der Fälle zwischen 0.5% und 1.2%, und in horizontaler Richtung zwischen 0.2% und 1.2%. Demgegenüber ist zu beachten, dass die zu berechnenden Tragwände bestehender Stahlbeton-Gebäude aus den Jahren von 1950 bis 1990 einen eher geringeren Bewehrungsgehalt aufweisen ( $\geq 0.4\%$  vertikal,  $\geq 0.16\%$  horizontal). Die Stirnseiten der Wände von bestehenden Gebäuden weisen keine spezielle konstruktive Bewehrung auf sondern nur die Bügel, die den Abschluss der Horizontalbewehrung bilden und meist in einem Abstand von 0.2 m oder ausnahmsweise von 0.1 m angeordnet sind.

Ziele der Kalibration

Ziel der Kalibration war, zu bestätigen, dass das mit den Makromodellen berechnete Verhalten Ergebnisse in einer realistischen Grössenordnung ergibt. Es wurde angestrebt, eine geringere hysteretische Dämpfung zu erzeugen mit den Makroelementen, als dies in den Versuchen von [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999] der Fall war. Denn es wird davon ausgegangen, dass auf Erdbeben bemessene Wände (wie jene der vorgenannten Versuche) eine grössere Energiedissipations-Kapazität erzielen als Wände, die nicht auf Erdbeben bemessen wurden.

### Biegeverhalten

Die Makromodelle von Idarc2d sind in der Lage, das Biegeverhalten mit einer tri-linearen Umhüllenden (Figur 4.8) und einem hysteretischen Verhalten (Figur F.7) zu modellieren. Zur Bestimmung der tri-linearen Umhüllenden sind die Steifigkeit des "ungerissenen" Querschnittes ( $EI$ ), das Überschreiten der Betonzugfestigkeit und damit der Beginn der Rissbildung (Beginn des inelastischen Verhaltens;  $M_c$ ), der Widerstand bei Beginn des Fließens ( $M_u$ ) sowie die zugehörige Verformung ( $\phi_u$ ) und schliesslich die Bruchverformung ( $\phi_u$ ) von Interesse (Figur G.2).



Figur F.1: Modellierung des Biegeverhaltens eines Stahlbeton-Querschnittes mit einem elasto-plastischen Ansatz (insbesondere bei kraft-basierter Bemessung verwendet) bzw. mit einer tri-linearen Umhüllenden (ldarc2d).

#### Wirksame Steifigkeit

Anstelle der tri-linearen Umhüllenden, welche insbesondere für Erdbeben-Überprüfungen mit verformungs-basierten Berechnungs-Verfahren geeignet ist, kann auch eine elasto-plastische Kraft-Verformungs-Beziehung angenommen werden. Insbesondere im Fall einer kraft-basierten Erdbeben-Bemessung wird im allgemeinen eine elasto-plastische (oder bi-lineare) Momenten-Krümmungs-Beziehung verwendet. Dann gibt der elastische Ast die wirksame Steifigkeit wieder (Figur F.1). Die wirksame Steifigkeit ist eine virtuelle Grösse. Bei einem Stahlbeton-Querschnitt schlagen [Paulay 2000] und [Priestley et al. 1998] vor, dass die wirksame Steifigkeit gleich der Sekanten-Steifigkeit beim Fließbeginn des ersten Bewehrungsstabes ist. Die wirksame Steifigkeit  $K_e$  des elasto-plastischen Modelles einer Stahlbeton-Tragwand kann mit folgender Formel geschätzt werden:

$$K_e = \frac{M_y}{\phi_y}, \text{ wobei } \phi_y \approx 2 \cdot \frac{\epsilon_y}{l_w} \quad (\text{F.1})$$

- $K_e$  wirksame Steifigkeit  
 $M_y$  Fließmoment  
 $\phi_y$  Fließkrümmung des elasto-plastischen Modelles  
 $\epsilon_y$  Fließdehnung der Bewehrung  
 $l_w$  Wandlänge

Eine andere Regel, die bei Laborversuchen oft angewandt wird, besagt, dass die wirksame Steifigkeit gleich der Sekanten-Steifigkeit bei  $\frac{3}{4}$  des Fliessmomentes ist.

Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes

Wie erwähnt wird für die Gebäudeberechnungen in dieser Arbeit eine tri-lineare Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehungen verwendet. Dafür ist die Steifigkeit des "ungerissenen" Querschnittes ( $EI$ ) eine wichtige Grösse. Sie kann aus Versuchen an Stahlbeton-Tragwänden mit geringer Beanspruchungs-Amplitude festgestellt werden. Besonders aufschlussreich sind die gemessenen Frequenzen in der Ausschwingphase der Tragwand WDH1 [Lestuzzi et al. 1999]. Die Eigenfrequenz der ungerissenen Tragwand wurde mit einem (an einem Betonzylinder gemessenen) Elastizitätsmodul von  $E_c = 30$  GPa zu 4.24 Hz ermittelt. Gemessen wurden hingegen 2.35 Hz. Dies bedeutet, dass die Steifigkeit lediglich 31% der theoretischen Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes betrug  $\{(2.35/4.24)^2 \cdot (E_c I_c) = 0.31 \cdot (E_c I_c)\}$ . Ähnliche Werte ergaben sich aus anderen Versuchen, wie die Zusammenstellung in Tabelle F.1 zeigt.

Stahlbeton-Tragwand	Querschnitts-Form	gemessene Steifigkeit oder Eigenfrequenz des ungerissenen <sup>(1)</sup> Querschnittes	berechnete Steifigkeit oder Eigenfrequenz <sup>(2)</sup>	Normal-spannung (Druck) [N/A <sub>c</sub> , MPa]	gemessene Steifigkeit als Bruchteil der berechneten Steifigkeit
Dazio et al. 1999 WSH1 – WSH4	I	85 – 100 kN/mm'	113 – 136 kN/mm'	2.3	0.63 – 0.81
Dazio WSH5 – WSH6	I	87 – 105 kN/mm'	112 – 122 kN/mm'	5.0	0.78 – 0.86
Lestuzzi et al. 1999; WDH1	I	2.35 Hz	4.24 Hz	0.7	0.31
Lestuzzi WDH3 – WDH6	I	8 – 10.8 kN/mm'	34 – 39 kN/mm'	0.7	0.23 – 0.32
Oesterle et al. 1976 & 1979; R1 – R2	I	21.8 – 17.8 Hz	49.6 - 50.4 Hz	0.0	0.19 – 0.13
Oesterle B1 – B5	I	74 – 97 kN/mm'	119 – 127 kN/mm'	0.0	0.58 – 0.79

<sup>(1)</sup> In einigen Versuchen haben sich offenbar bereits unter sehr kleinen Einwirkungen Risse gebildet, die zu einer Reduktion der beobachteten Steifigkeit geführt haben. Die Rissbildung war damit aber noch nicht abgeschlossen, weshalb hier trotzdem von der "Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes" die Rede sein soll, mit Bezug auf die tri-lineare Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehung der Makro-Elemente in Idarc2d.

<sup>(2)</sup> Die berechnete Eigenfrequenz stützt sich auf das Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnittes und den Beton-Elastizitätsmodul, der an einem aus der gleichen Betoncharge gegossenen Zylinder gemessen wurde.

Tabelle F.1: Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes von Stahlbeton-Tragwänden im Vergleich mit der berechneten Steifigkeit.

Festlegung des E-Moduls für Beton

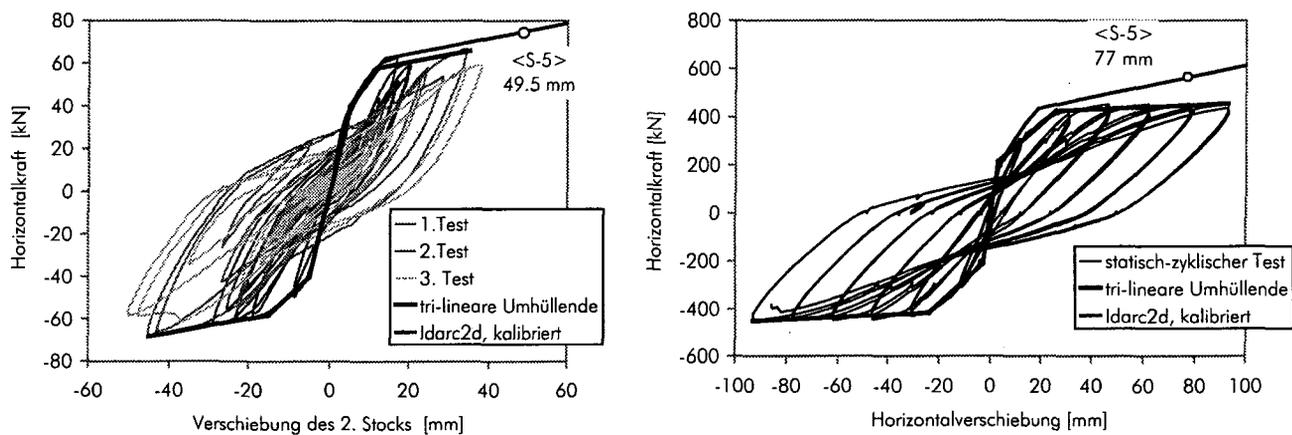
Als Konsequenz aus der Erkenntnis, dass die gemessene Steifigkeit kleiner ist als die berechnete Steifigkeit des "ungerissenen" Querschnittes, wurde der Elastizitätsmodul

des Betons fortan reduziert, während der Querschnitt unverändert blieb. Der Beton-Elastizitätsmodul wird in den Gebäudeberechnungen gleich 0.65 mal dem Elastizitätsmodul aus einem Zylinder-Druckversuch gewählt. Dies ergibt Werte von rund  $E_c = 20$  GPa. Um die dynamischen Versuche von [Lestuzzi et al. 1999] nachzurechnen, wurde der Elastizitätsmodul auf  $E_c = 6 \dots 9$  GPa gesenkt.

Duktiles oder sprödes Verhalten ?

Sobald sich Risse bilden in einem Stahlbetonquerschnitt, fällt dessen Steifigkeit stark ab, noch bevor die Bewehrung zu fließen beginnt. Bei sehr geringem Biegebewehrungs-Gehalt oder wenn die Bewehrung ungünstige Verfestigungs-Eigenschaften aufweist [Bachmann et al. 1998b] bildet sich lediglich ein Riss. In diesem einen Riss wird die Bewehrung bald zerreißen und es kann sich kein richtiges plastisches Verhalten einstellen.

Wie das Studium der Eigenschaften des Bewehrungsstahls der fraglichen Periode ergeben hat, erfüllen diese die von Bachmann formulierten Bedingungen ( $R_m/R_{p,0.2} \geq 1.15$  and  $A_{gr} \geq 0.06$ ). Die vertikalen Bewehrungsgehalte betragen fast immer über 0.4%. Somit darf im allgemeinen eine substantielle Duktilität und Energiedissipations-Kapazität erwartet werden.



Figur F.2: Kraft-Verschiebe-Kurven des dynamischen Tests WDH5 von [Lestuzzi et al. 1999] (links), des statisch-zyklischen Tests WSH3 von [Dazio et al. 1999] (rechts) und die Kapazitätskurven berechnet mit Idarc2d in der Version 561ida302.

Die Berechnung der Biege-Eigenschaften eines Makromodelles mit dem Fiber-Modell wurde insbesondere an den Versuchsergebnissen von [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999] kalibriert. In diesen Tests werden die Tragwände horizontalen Kräften unterworfen. In den Kraft-Verformungs-Beziehungen manifestiert sich das tri-lineare Biegeverhalten der Stahlbeton-Tragwände deutlich (Figur F.2). Sowohl bei den statisch-zyklischen Versuchen von Dazio wie auch bei den dynamischen Versuchen von Lestuzzi wurde ein tri-lineare Umhüllende um die Kraft-Verschiebe-Kurven gelegt. Die Kapazitätskurve einer Idarc2d-Berechnung (Programm-Version 561ida302) wurde mit diesen Umhüllenden verglichen.

statisch-zyklische Versuche von [Dazio et al. 1999]	Verhältnis der berechneten zur gemessenen Grösse		
	Kraft bei Flie遥beginn	Verschiebung bei Flie遥beginn	Verschiebung beim Kriterium <S-5> bzw. Bruch
WSH1	0.95	1.11	2.38 <sup>(1)</sup>
WSH2	0.93	0.71	1.03
WSH3	1.04	0.76	0.83
WSH4	0.95	0.70	1.13
WSH5	0.99	1.13	0.74
WSH6	0.96	0.89	0.69
Mittelwert	0.97	0.88	0.87 <sup>(1)</sup>
Standard-Abweichung	0.03	0.18	0.16 <sup>(1)</sup>

(1) wegen unvorhergesehen schlechter Stahlqualität war die Bruchverformung sehr klein; dieser Wert wird nicht benützt bei der Berechnung von Mittelwert und Standardabweichung.

Tabelle F.2: Vergleich der berechneten Eckpunkte der Kapazitätskurve mit den Eckpunkten der tri-linearen Umhüllenden der statisch-zyklischen Tests von [Dazio et al. 1999] (siehe auch Figur F.2).

dynamische Versuche von [Lestuzzi et al. 1999]	Verhältnis der berechneten zur gemessenen Grösse		
	Kraft bei Flie遥beginn	Verschiebung bei Flie遥beginn	Verschiebung beim Kriterium <S-5> bzw. bei der maxi- malen Auslenkung
WDH3	1.00	0.75	1.35
WDH4	1.03	1.32	1.41
WDH5	1.08	1.04	1.24
WDH6	1.09	0.92	1.20
Mittelwert	1.05	1.01	1.30
Standard-Abweichung	0.04	0.24	0.10

Tabelle F.3: Vergleich der berechneten Eckpunkte der Kapazitätskurve mit den Eckpunkten der tri-linearen Umhüllenden der dynamischen Tests von [Lestuzzi et al. 1999] (siehe auch Figur F.2).

Mit diesem Ansatz wurden die Testresultate der auswertbaren Versuche von [Dazio et al. 1999] und [Lestuzzi et al. 1999] für die Kalibration eingesetzt (Tabellen F.2 und F.3). Die Biegemomente bei Flie遥beginn ( $M_y$ , siehe Figur 4.8 oben rechts) konnten für die 10 relevanten Versuche gut berechnet werden. Der Mittelwert des Verhältnisses des

berechneten zum gemessenen Biegemoment beträgt rund 1.0 und die Standardabweichung 0.06. Der Vergleich fällt auch für die übrigen berechneten Grössen (Verschiebung bei Fließbeginn und Verschiebung beim Bruch) zufriedenstellend aus, dh. im Rahmen der Erwartungen. Dabei versteht sich von selbst, dass das Fiber-Modell nicht in der Lage ist, z.B. eine Tragwand, die mit einem Bewehrungsstahl mit sehr schlechten Verfestigungs-Eigenschaften konstruiert wurde, präzise zu berechnen.

Aufgrund dieser Kalibrations-Ergebnisse werden für die Gebäudeberechnungen, bzw. die Berechnung der Element-Eigenschaften, die eingegebenen Material-Eigenschaften so verändert, wie dies in Tabelle F.4 angegeben ist. Die Bruchstauchung des Betons ist ein vergleichsweise kleiner Wert, der ungefähr mit dem Abplatzen der Überdeckung in verschiedenen Laborversuchen übereinstimmt. Der Wert wurde so gering gewählt, weil zu erwarten ist, dass bei den grossen Abständen der Bügel von Tragwänden, die nicht speziell für duktilen Verhalten konstruiert wurden, die Längsstäbe ausknicken und anschliessend reissen, sobald die stützende Überdeckung weggefallen ist. Die Streckgrenze des Bewehrungsstahls wurde rechnerisch erhöht, um den Biege-widerstand möglichst genau zu ermitteln. Um damit den Schubwiderstand nicht zu überschätzen, musste der Querschnitt der Schubbewehrung entsprechend reduziert.

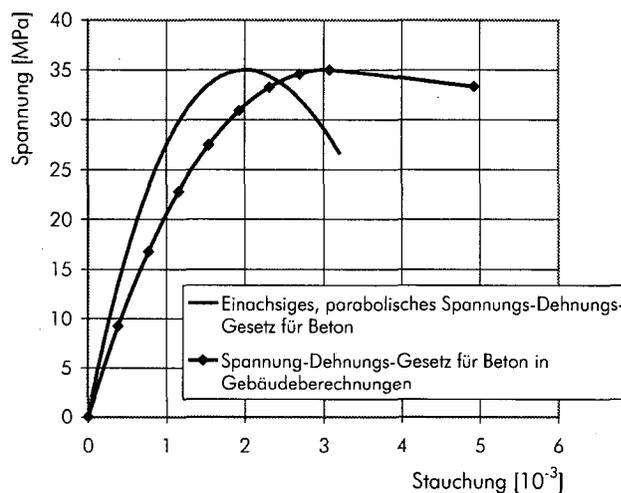
Betoneigenschaften	Ausgangs-Wert	Eingabe-Wert in Idarc2d-Berechnung (Version 561ida302)
Druckfestigkeit	Würfel-Druckfestigkeit $f_{cw}$	Zylinder-Druckfestigkeit $FC = 0.76 \cdot f_{cw}$
Elastizitätsmodul	Prüfwert am Zylinder $E_c$	$EC = 0.65 \cdot E_c$
Dehnung bei maximaler Spannung ( $\epsilon_{co}$ )		$EPSO = 2 \cdot FC / EC$
Zugfestigkeit		$FT = 0.315 \cdot (f_{cw})^{0.6}$
Bruchstauchung		$EPSU = 1.6 \cdot EPSO$
Stahleigenschaften		
Streckgrenze	Prüfwert $R_{p,0.2}$	$FS = 0.4 \cdot R_{p,0.2} + 0.6 \cdot R_m$
Zugfestigkeit	Prüfwert $R_m$	$FSU = R_m$
Elastizitätsmodul	Prüfwert $E_s$	$ES = 0.8 \cdot E_s$
Gleichmassdehnung	Prüfwert $A_{gl}$	-
Verfestigungs-Modul		$ESH = 0.8 \cdot \{R_m - R_{p,0.2}\} / \{A_{gl} - (0.002 + R_{p,0.2} / E_s)\}$
Dehnung bei Verfestigungs-Beginn		$EPSH = (0.002 + FS / ES) / 0.8$

Tabelle F.4: Berechnung der Eingabewerte der Material-Eigenschaften im Sinne der Resultate der Kalibration der Makroelemente.

Wendet man diese Regeln auf die ungefähren Material-Eigenschaften an, die für die Gebäude PMS, CED und KJA angenommen wurden, so ergeben sich die Spannungs-Dehnungs-Kurven, die in den Figuren F.3 und F.4 abgebildet sind.

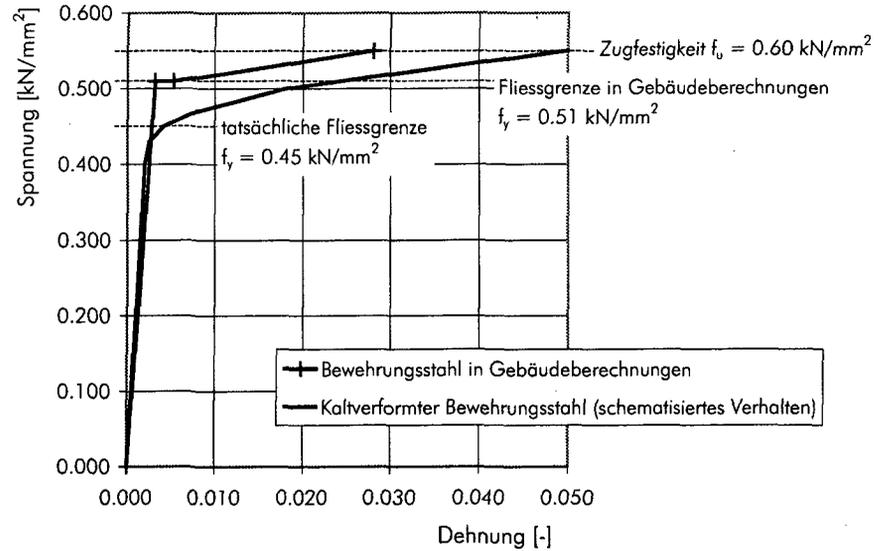
Zur Berechnung der Querschnitts-Eigenschaften mit Idarc2d wird - wie bereits erläutert - der Elastizitätsmodul des Betons reduziert. Ausserdem ist die Spannungs-Abnahme nach dem Überschreiten der maximalen Spannung wesentlich geringer. Dies ist ein Kompromiss, der zur Gewährleistung der numerischen Stabilität des Fibermodelles bei der Berechnung von Querschnitten mit Flanschen beiträgt.

Die Eigenschaften des Stahls werden zur Eingabe in das Fibermodell von Idarc2d ebenfalls wesentlich modifiziert. Die Streckgrenze wird so festgelegt, dass das Biegemoment bei Fließbeginn optimal geschätzt wird. Die Steifigkeit des sich verfestigenden Stahls ist gleich der Sekanten-Steifigkeit der gemessenen Eigenschaften, weshalb die Dehnung des Stahls bei Höchstzugkraft deutlich kleiner ist als in Wirklichkeit. Dies beeinflusst die Ermittlung der Querschnitts-Eigenschaften aber nicht nachteilig, denn im allgemeinen ist die Betonstauchung für die Bruchkrümmung eines Querschnittes massgebend.

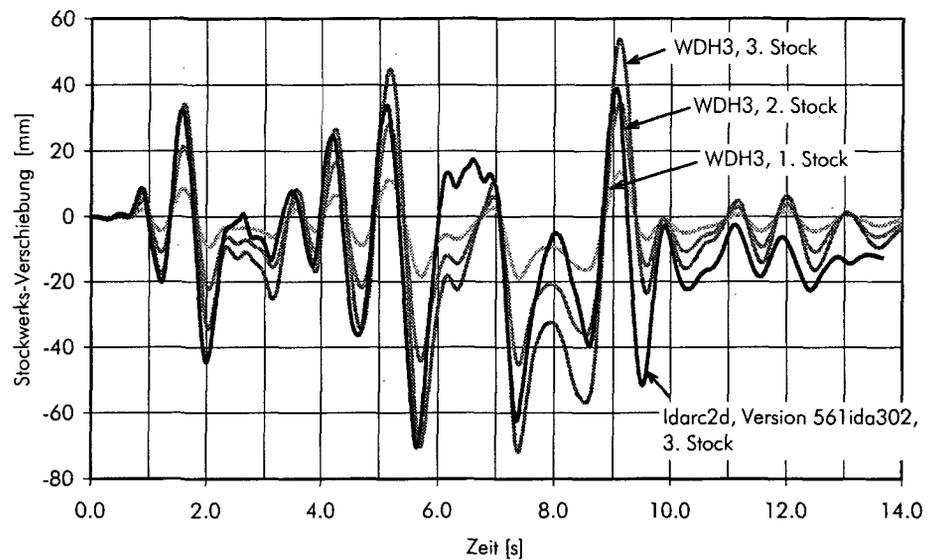


Figur F.3: Einachsiges Spannungs-Dehnungs-Gesetz für Beton, nach einem parabolischen Ansatz und mit Berücksichtigung der Steifigkeits-Reduktion, die in die Gebäude-Berechnungen mit dem Rechenprogramm Idarc2d eingeht.

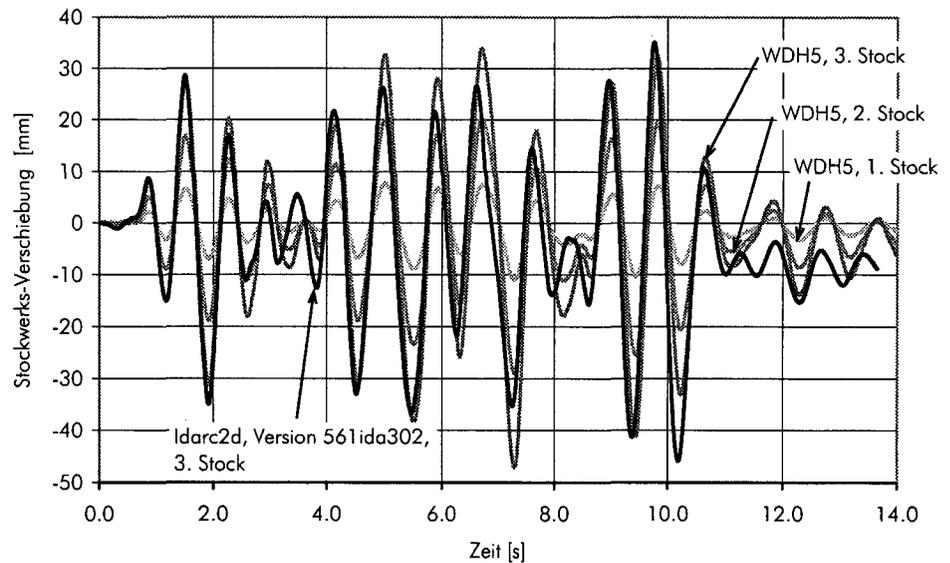
Auf der Grundlage dieser Kalibration wurden die dynamischen Versuche von [Lestuzzi et al. 1999] nachberechnet (siehe Figuren F.5, F.6 und F.7). Indessen ist es nicht so, dass die Nachrechnung zuverlässig die Verschiebungen reproduzieren würden. Beim Beispiel der Wand WDH3 reichte es aus, die Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes auf rund die Hälfte des Wertes zu reduzieren, der ursprünglich nach Tabelle F.4 bestimmt wurde. Die erzielte Übereinstimmung zwischen dem Test und der Berechnung kann als zufriedenstellend bezeichnet werden. Im Falle der Wand WDH5 war es notwendig, verschiedene Parameter anzupassen, um die Übereinstimmung zu erzielen, die in den Figuren F.6 und F.7 illustriert ist.



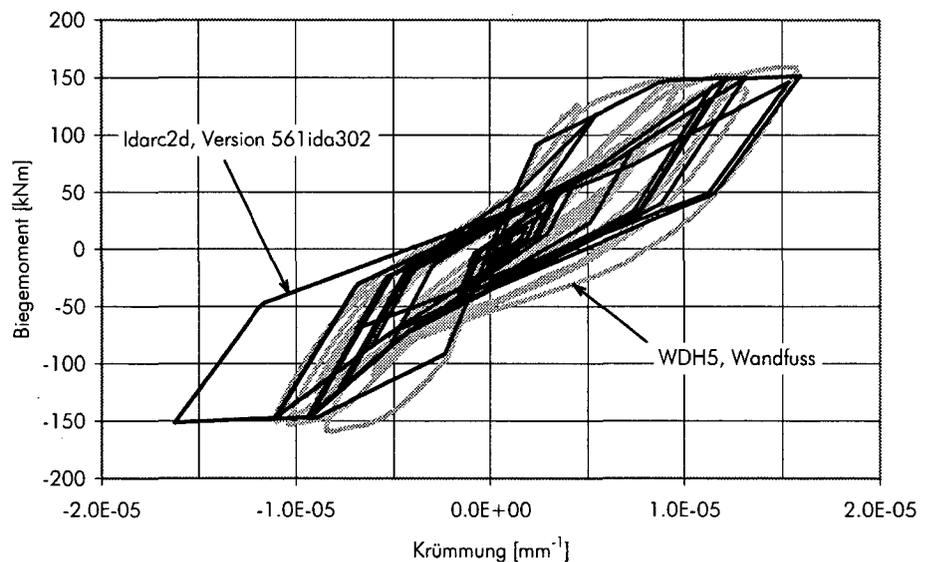
Figur F.4: Spannungs-Dehnungs-Kurve eines kaltverformten Bewehrungsstahls sowie die in das Fibermodell von Idarc2d eingegebenen Stahleigenschaften.



Figur F.5: Verschiebungen der Stahlbeton-Wand WDH3 im 1. Test [Lestuzzi et al. 1999] und die Nachrechnung mit dem Programm Idarc2d in der Version 561ida302.



Figur F.6: Verschiebungen der Stahlbeton-Wand WDH5 im 1. Test [Lestuzzi et al. 1999] und die Nachrechnung mit dem Programm Idarc2d in der Version 561ida302.



Figur F.7: Biege-Hysterese am Fuss der Stahlbeton-Wand WDH5 im 1. Test [Lestuzzi et al. 1999] und die Nachrechnung mit dem Programm Idarc2d in der Version 561ida302.

### Schubverhalten

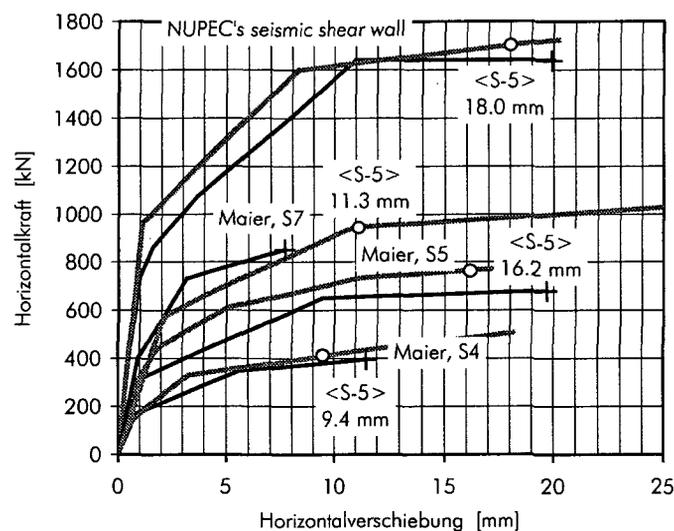
Schubwiderstand

Das Schubverhalten von Stahlbeton-Tragwänden ist im allgemeinen von nicht-duktiler Art. Daher ist der Widerstand die entscheidende Grösse des Schubverhaltens. In Labor-Versuchen zeigten Stahlbetonwände aber auch nicht zu vernachlässigende Schub-Verformungen. Es gibt verschiedene Versagensarten, wovon Betonversagen und

Bewehrungsversagen die beiden wichtigsten Gruppen sind. Die Makromodelle von Idarc2d sind jedoch nicht in der Lage, nach Versagens-Arten zu unterscheiden. Der Schubwiderstand wurde daher mit Formeln aus Normenwerken berechnet. Um einen Eindruck zu erhalten von der Marge bzw. der Streuung der Formeln wurde der Widerstand von 21 zyklisch getesteten Stahlbetonwänden mit den Formeln für den Schubwiderstand des ACI 318-95 [ACI 318-95 1995], Ziffer 21.6.5 und der Europäischen Vornormen [ENV 1992-1-1 1991], Ziffer 4.3.2.2 berechnet. Es zeigte sich, dass der jeweils grössere Wert aus den beiden Formeln die beste Vorhersage des Schubwiderstandes ergibt. Diese beiden Formeln wurden sodann in Idarc2d, Version 561ida302 implementiert. Der Vergleich mit den Laborversuchen ergab, dass im Mittel der Schubwiderstand in Idarc (beim Fließbeginn  $V_y$ , siehe Figur D.1 im Anhang D) um 11% unterschätzt wird. Die Standardabweichung des Verhältnisses des gerechneten zum gemessenen Schubwiderstand beträgt 0.19.

#### Schub-Verformungen

Die Schub-Verformungen können nur grob geschätzt werden. Das elastische Schubverhalten wird mit einem Schubmodul von gleich  $G_c = 0.4 \cdot EC$  geschätzt. Wenn 60% des Widerstandes beim Fließbeginn überschritten werden, fällt die Steifigkeit auf einen Zehntel der Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes ab. Mit Fließbeginn wird die Schub-Steifigkeit nochmals reduziert. Dies ergibt ein weitgehend realistisches Schubverhalten, wie Figur F.8 zeigt.



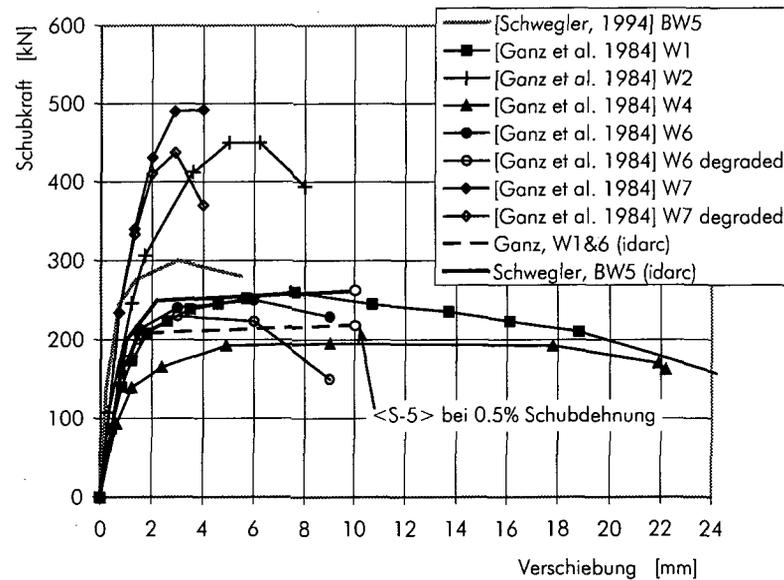
Figur F.8: Umhüllende der Kraft-Verschiebe-Kurven aus Tests an gedungenen Tragwänden von [Maier et al. 1985] und [OCDE/NUPEC 1996] sowie die Kapazitätskurven aus der Berechnung der Tragwände mit Idarc2d (Version 561ida302). Die Verschiebung beim Bruch bzw. der Widerstand ist für die Labor-Versuche mit Kreuzen angegeben und für die Berechnungen mit dem Kreis (<S-5>: Grenzzustand der Erdbebenkapazität).

Die in Figur F.8 wiedergegebenen Versuchsergebnisse wurden an gedruckten Tragwänden aus Stahlbeton beobachtet. Es handelt sich um zwei statisch-zyklisch getestete Tragwände (S5, S7) und um einen Versuch mit monotonem Lastverlauf (S4) von [Maier et al. 1985] sowie um Rütteltisch-Versuche [OCDE/NUPEC 1996]. Die drei Wände aus der Versuchsserie von [Maier et al. 1985] weisen eine Länge und eine Höhe von 1.2 m auf. Die Wände S5 und S7 weisen Flanschen auf, die Wand S4 hat einen rechteckigen Querschnitt. Die Wand S7 wurde hohen Normalkräften unterworfen (9.3 MPa), wogegen die anderen beiden Wände nur mässigen Normalkräfte tragen mussten (2.3 MPa). "NUPEC's seismic shear wall" [OCDE/NUPEC 1996] ist eine Stahlbeton-Tragwand von 3.0 m Länge und 2.0 m Höhe und weist zwei Flanschen von je 3.0 m Länge auf. Diese Wand wurde in einem Rütteltisch-Versuch getestet.

## F.2 Tragende Mauerwerkswände

Wand-Typ	Die in dieser Arbeit untersuchten Gebäude weisen teilweise tragende Mauerwerkswände auf. Beim Gebäude KJA z.B. sind es Wände, die im Grundriss an die Stelle von Stahlbeton-Tragwänden treten, wo immer es die Normalkräfte (und die horizontalen Kräfte) es erlauben. Es handelt sich um Tragwände, die von Decke zu Decke reichen, also die lichte Geschosshöhe aufweisen. Die für den horizontalen Widerstand relevanten Mauerwerkswände sind daher im allgemeinen gedruckene Wände. Denn Mauerwerkswände mit einer Länge, die gleich oder grösser ist als die lichte Geschosshöhe, sind oft anzutreffen. Es wurden in den untersuchten Gebäuden nur Einstein-Mauerwerk vorgefunden. Über die verwendete Steinart konnte nichts in Erfahrung gebracht werden.
Versuche an Mauerwerkswänden	Versuche an tragenden Mauerwerkswänden von Schweizer Machart sind von [Ganz et al. 1984] und von [Schwegler 1994] durchgeführt worden. Diese Versuche sind im Abschnitt 2.6.3, "Tragendes (unbewehrtes) Mauerwerk" kurz dargestellt.
Berechnung des Schubwiderstandes von Mauerwerk	Die Berechnung des Schubwiderstandes von tragenden Mauerwerkswänden erfolgt für die Gebäudemodelle nach den Regeln, die in den "Canadian Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings (CGSEEB) – special procedure for unreinforced masonry buildings" [NRC 1992] enthalten sind. Mit einigen Umformungen kann der Schubwiderstand $V$ nach Gleichung F.2 berechnet werden:
	$V = 0.5 \cdot N + 0.38 \cdot A_m \cdot v_t \quad (F.2)$
	<p><math>N</math>      Normalkraft in Mauerwerkswand (Druckkraft: positives Vorzeichen)</p> <p><math>A_m</math>     horizontale Querschnittsfläche</p> <p><math>v_t</math>      Schubspannung, die in normalspannungs-freien Mörtelfugen aufgenommen werden kann (Kalibrations-Resultat: <math>v_t = 0.4</math> MPa)</p>
Schub-Verformungen	Mauerwerk kann unter Umständen beträchtliche Schubverformungen aufnehmen, ohne dass der horizontale Widerstand stark abnimmt (Figur F.9). Diese Verformungen hängen vor allem von der Grösse der Normalkraft ab. In dem Gebäude KJA beträgt die grösste Normalspannung weniger als 1.2 MPa. Somit ist die am stärksten

beanspruchte Wand zwischen den Versuchswänden W2 und W7 einerseits und den Versuchswänden BW5, W1, W4, W6 andererseits zu situieren (Figur F.9).



Figur F.9: Versuche an gedrunenen Mauerwerkswänden und nicht-lineare Modellierung von Mauerwerks-Wänden.

### F.3 Einfluss der Nachgiebigkeit des Baugrundes

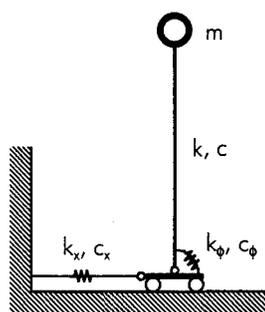
Typische Gebäude-Konfiguration

Dank den in der Regel vorhanden steifen, kasten-ähnlichen Untergeschossen bietet sich dem Tragwerk der oberen Stockwerke ein solides Widerlager und die Kräfte aus dem Gebäude werden über eine grosse Fläche in den Baugrund eingeleitet. Dies erlaubt es im allgemeinen, anzunehmen, dass die Gebäude steif eingespannt sind und der Baugrund sich nur wenig unter den Erdbebenkräften des Gebäudes verformt.

Einmassenschwinger-Modell

Zur Berechnung des Einflusses der Nachgiebigkeit des Baugrundes auf die Grundschiwingung eines Gebäudes kann ein elastisch gelagertes Einmassenschwinger-Modell verwendet werden (Figur F.10). Für ein solches Modell wurden Beziehungen hergeleitet zur Bestimmung der Feder-Eigenschaften (Steifigkeit  $k_\phi$  und Dämpfung  $c_\phi$  bzw.  $k_x$ ,  $c_x$ ). [Wolf 1994] gibt Diagramme an, die es erlauben, den Einfluss des Baugrundes auf die Grundfrequenz des Gebäudes rasch abzuschätzen.

Mit diesem Modell ergeben sich für die untersuchten Gebäude Reduktionen der ersten Eigenfrequenz durch die Nachgiebigkeit des Baugrundes von 5% oder weniger. Aus diesem Grunde wird der Einfluss des Baugrundes fortan vernachlässigt. Das heisst, die Tragwerke werden als starr eingespannt betrachtet.



Figur F.10: Elastisch gelagertes Einmassenschwinger-Modell zur Berechnung des Einflusses der Nachgiebigkeit des Baugrundes auf die Grundschwingung eines Gebäudes.



# G Schäden und Grenzzustände von Tragwerks-Elementen

## G.1 Schäden an Stahlbeton-Tragwerken

Bisher haben sich die Bauingenieure in erster Linie mit der Frage befasst, wie sich ein Stahlbetontragwerk bei einem Erdbeben verhält und ob ein Einsturz vermieden werden kann. Zunehmend wichtiger wird die Frage, wie Schäden erfasst und quantifiziert werden können. Es existieren mehrere Ansätze zur Quantifizierung der Schädigung von Stahlbeton-Tragwerken. Im folgenden werden drei Ansätze beschrieben.

### G.1.1 Mechanische Tragwerksschädigung

Maximalverformung & hysteretische Energie

Der vielleicht am nächsten liegende Ansatz ist jener von Park und Ang [Park et al. 1985], der versucht, die mechanische Schädigung eines Tragwerk-Elements mit einem einzigen Parameter, dem Schadens-Index  $D$ , auszudrücken. Beim Betrag Null des Schadens-Indexes ist das Tragwerk-Element unbeschädigt und beim Betrag Eins liegt ein Totalschaden vor (Versagen). Dieser Schadens-Index  $D$  wird als Summe der kumulierten Duktilität und dem Verhältnis zwischen der maximal aufgetretenen Verformung und der Bruchverformung berechnet (Gleichung G.1).

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \cdot \delta_u} \cdot \int dE \quad (G.1)$$

- $\delta_M$  maximale (Erdbeben-) Verformung
- $\delta_u$  Bruchverformung unter monotoner Belastung
- $dE$  hysteretisches Energieinkrement
- $Q_y$  Widerstand bei Fließbeginn
- $\beta$  Parameter (zu kalibrieren)

Die mechanische Schädigung wurde in Rechenprogramme eingebaut (IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete [Valles et al. 1996]). Es gelang jedoch nie, einen Parameter  $\beta$  für verschiedene Tragwerks-Elemente zuverlässig mit Laborversuchen in Übereinstimmung zu bringen. Daher ist bisher lediglich das Prinzip allgemein anerkannt. Es wurde weiter die Idee verfolgt, die mechanische Schädigung mit Kosten z.B. für die Reparatur eines Tragwerks zu verknüpfen.

Belastungs-Pfad

Andere Forschungsarbeiten zeigen, dass das Versagen eines Stahlbeton-Elementes stark von dem Belastungs-Pfad abhängt. [Lew 1997] schliesst aus einer Reihe von Versuchen an Stahlbeton-Stützen, dass es eine Grenz-Duktilität gibt, über welcher die Degradation von Steifigkeit und Widerstand viel grösser ist als unterhalb dieser Grenz-Duktilität. Weiter folgert er, dass die bis zum erfolgten Bruch hysteretisch dissipierte Energie stark vom Belastungs-Pfad abhängt. Aus statisch-zyklischen Versuchen an

Stahlbeton-Stützen mit einem "zufälligen" Belastungs-Pfad folgert er, dass auch der Versagens-Modus vom Belastungs-Pfad abhängt.

### **G.1.2 Tragwerksschäden als Beeinträchtigung des Erdbeben-Verhaltens**

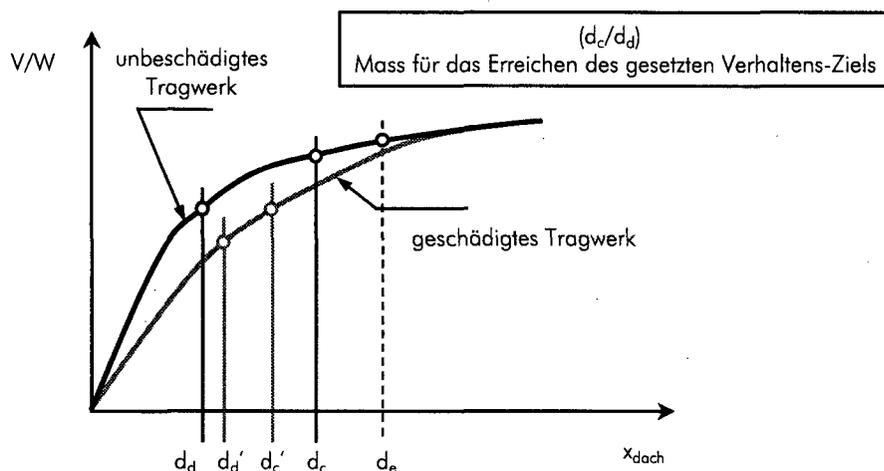
Die Frage der Tragwerksschädigung stellt sich auch bei der Überprüfung von Gebäuden, die Erdbeben-Einwirkungen erlitten haben. Diese spezifische Aufgabe hat sich der ATC gestellt bei der Erarbeitung von Richtlinien zur Überprüfung von erdbebengeschädigten Stahlbetontragwand- und Mauerwerkgebäuden [FEMA-306 1999a; FEMA-307 1999b] (siehe Anhang C.2, "Richtlinien für Erdbeben-Ertüchtigungen in den USA (FEMA-273)". Die Richtlinien hat der ATC im Auftrag der "Partnership for Response and Recovery" und mit finanzieller Unterstützung der FEMA entwickelt. Für Richtlinien zur Beurteilung von erdbebengeschädigten Tragwerken ist die Frage der Quantifizierung der Schädigung natürlich von zentraler Bedeutung. Das den Dokumenten FEMA-306 und FEMA-307 zugrundegelegte Verfahren benützt die "Änderung des erwarteten Gebäude-Verhaltens in künftigen Erdbeben" als Mass für die Tragwerksschädigung. Das Verfahren beinhaltet die folgenden Schritte:

1. Untersuchung und Dokumentation der erdbebeninduzierten Tragwerksschäden
2. Einteilen der Tragwerkelemente, einerseits nach ihrer Art und Funktion im Tragwerk (primäre und sekundäre Tragwerkelemente; Wände, Decken, Stützen etc.) und andererseits nach dem beobachteten Schaden.
3. Berechnung des Erdbeben-Verhaltens des geschädigten Gebäudes und Vergleich mit dem Erdbeben-Verhalten des ungeschädigten Gebäudes. Festlegung der Verhaltens-Ziele (siehe z.B. Verhaltens-Ziele im Abschnitt C.2.2, "Richtlinien FEMA-273" im Anhang C). Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens des geschädigten oder des ungeschädigten Gebäudes.
4. Entwicklung von möglichen Massnahmen zur (Wieder-) Herstellung des gewünschten Erdbeben-Verhaltens.

Ein Tragwerksschaden wird also daran gemessen, welche "Leistung" ein Tragwerk unter dem spezifischen Lastfall Erdbeben erbringen kann ("Leistung" = Erdbeben-Verhalten). Es ist z.B. denkbar, dass die Stahlbetontragwände eines Gebäudes durch Rissbildung viel von ihrer ursprünglichen Steifigkeit eingebüsst haben, nicht jedoch ihren maximalen Widerstand und auch nicht ihr Verformungsvermögen. Die Tragsicherheit für den Erdbebenfall hat demzufolge nicht wesentlich abgenommen. Bei einem nächsten schwachen Erdbeben können hingegen infolge grossen Stockwerks-Verschiebungen kostspielige Schäden an den nicht-tragenden Elementen entstehen, was als mangelhaftes Erdbeben-Verhalten beurteilt werden kann.

Die Gebäude-Verschiebung wird in FEMA-306 als Mittel zur Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens eines Tragwerks benutzt. Bei der Bestimmung der Anforderungen an das Tragwerk wurde für eine bestimmte Erdbeben-Intensität ein Verhaltens-Ziel festgelegt. Das Tragwerk kann für die gegebene Erdbeben-Intensität berechnet werden und eine Gebäude-Verschiebung  $d_d$  bestimmt werden (siehe Figur G.1). Für das

gegebene Verhaltens-Ziel hingegen wird eine Gebäude-Verschiebung  $d_c$  bestimmt, bei welcher die gestellten Anforderungen an die maximal zulässigen Schäden am Tragwerk und an nicht-tragenden Elementen noch eingehalten werden. Aus dem Verhältnis  $(d_c/d_d)$  kann bestimmt werden, in welchem Mass das Tragwerk die gestellten Anforderungen erfüllt. Ist das Verhältnis kleiner als eins, sind die Anforderungen nicht erfüllt. Wird nun die Gebäude-Verschiebung auch für das erdbebengeschädigte Tragwerk berechnet, kann die "Änderung des erwarteten Erdbeben-Verhaltens" mit diesen Grössen beschrieben werden.



$d_e$  Schätzung der maximalen globalen Gebäudeverschiebung infolge des schädigenden Erdbebens

$d_c$  Globale Verschiebung des unbeschädigten Tragwerks, die für ein bestimmtes Ziel-Verhalten noch zulässig ist

$d_c'$  Globale Verschiebung des beschädigten Tragwerks, die für ein bestimmtes Ziel-Verhalten noch zulässig ist

$d_d$  Globale Verschiebung des unbeschädigten Tragwerks für eine bestimmte Erdbebenintensität

$d_d'$  Globale Verschiebung des beschädigten Tragwerks für eine bestimmte Erdbebenintensität

Figur G.1: Gebäude-Verschiebung als Mittel zur Beurteilung des Erdbeben-Verhaltens eines Tragwerks, nach FEMA-306, Figur 4-1.

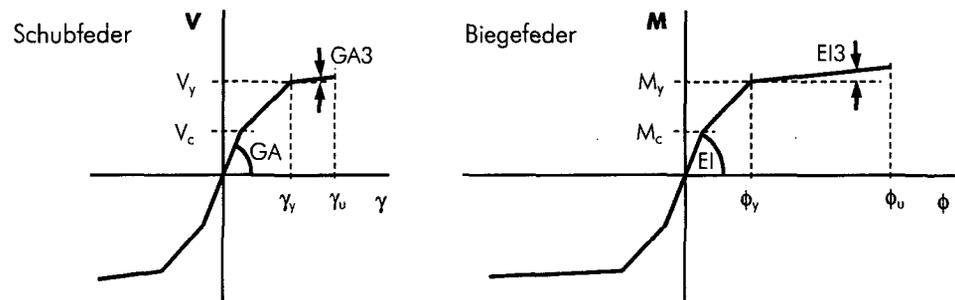
### G.1.3 Tragwerksschäden als Kosten aus Reparatur und Nutzungsunterbruch

Eine dritter Ansatz zur Bestimmung der Erdbeben-Schäden zwingt sich auf, wenn das Erdbeben-Risiko bestimmt werden soll. Um den Vergleich zwischen Risiken verschiedener Art zu ermöglichen, wird das Risiko oft quantifiziert und in einer einzigen Dimension ausgedrückt, am häufigsten in Geld pro Zeit. Um solche Risikovergleiche zu ermöglichen, ist es also notwendig, den Schaden in Geld auszudrücken. Für den Gebäudebesitzer ist der erlittene Schaden gleich den Reparaturkosten plus den finanziellen Ausfällen, die sich in direkter oder indirekter Weise aus dem Unterbruch der Gebäudenutzung ergeben.

## G.2 Grenzzustände von Stahlbeton-Elementen für die Berechnung der Beispielgebäude

### Bezeichnungen

Die im folgenden verwendeten Zeichen beziehen sich auf die Kraft-Verformungs-Beziehungen der in Idarc2d implementierten Makromodelle oder auf die Verschiebeduktilität  $\mu_{\Delta}$ . Die Bedeutung der verwendeten Bezeichnungen ist in Figur G.2 illustriert.



$V_c, M_c$	Widerstand bei Beginn der Rissbildung im Beton
$V_y, M_y$	Widerstand bei Fließbeginn
$\gamma_c, \phi_c$	Verformung bei Beginn der Rissbildung im Beton
$\gamma_y, \phi_y$	Verformung bei Fließbeginn
$\gamma_u, \phi_u$	Verformung der Erdbebenkapazität (Beginn des markanten Abfallens des Widerstandes)
GA, EI	Steifigkeit vor Beginn der Rissbildung im Beton
GA3, EI3	Steifigkeit nach Fließbeginn

Figur G.2: Bezeichnungen zur tri-linearen Umhüllenden der Kraft-Verformungs-Beziehungen der in Idarc2d implementierten Makromodelle.

### Verwendete Quellen

Es wurden zur Festlegung der Grenzzustands-Kriterien die folgenden Quellen benützt:

- Richtlinien FEMA-273 "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings" [FEMA-273 1997b]
- Laborversuche an Stahlbeton-Tragwänden an der ETH Zürich [Dazio et al. 1999; Lestuzzi et al. 1999]
- Laborversuche an unbewehrten Mauerwerkswänden an der ETH Zürich bzw. der EMPA Dübendorf [Ganz et al. 1984; Schwegler 1984]
- in einem minderen Masse wurden auch die Richtlinien FEMA-306 und zur FEMA-307 zur Beurteilung von erdbebenbeschädigten Stahlbeton- und Mauerwerksgebäuden benützt ("Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings") [FEMA-306 1999a; FEMA-307 1999b]

## G.2.1 Stahlbeton-Tragwände mit inelastischen Biegeverformungen, primäre Elemente

Quelle	Reparaturgrenze <S-1>	Abbruchgrenze <S-3>	Erdbebenkapazität <S-5>
FEMA-273 (nach Tab. 2-4, 2-5)	u.a. Risse < 1.6 mm; Stockwerks-Verschiebung ≤ 0.5 %	Ränder von Wänden versagen, begrenztes Bewehrungsknicken; Stockwerks-Verschiebung max. 1.0%, bleibend 0.5%	klaffende (Biege-) Risse, zerdrückter Beton, Beton abgefallen, Bewehrung geknickt; Stockwerks- Verschiebung max. 2.0%
[Dazio et al. 1999] (1)	ca. $\mu_{\Delta} \approx 3$ ; ca. $2 \cdot \Delta_y$ ; Stockwerks-Verschiebung 0.5–1.1%	$\mu_{\Delta} = 3 - 6$ ; $(2 - 3) \cdot \Delta_y$ ; Stockwerks-Verschiebung 0.7–1.4% (2)	$\mu_{\Delta} = 4 - 10$ ; ca. $3 - 5 \Delta_y$ ; Stockwerks-Verschiebung 1.4–2.0% (2)
[Lestuzzi et al. 1999] (1)	-	-	$\mu_{\Delta} = 4 - 10$ ; ca. $3 - 6 \Delta_y$ ; Stockwerks-Verschiebung 1.5–1.7% (2)
Gewähltes Kriterium	$\phi_y$ (A)	$0.667 \cdot \phi_u + 0.333 \cdot \phi_y$	$\phi_u$ (B)
FEMA-306/-307 Beispiel nach Tab. 2-1(307); RC1A (3)	"insignificant damage", duktile Biegung dominant: maximale Weite von Biegerissen ≤5mm und Schubrissen ≤3mm und keine Betonabplatzungen; $\mu_{\Delta} \leq 3$ (4)	"slight damage", Biegung dominant: maximale Weite von Biegerissen ≤6mm, von Schubrissen ≤3mm, keine Betonabplatzungen: $\mu_{\Delta} \approx 4 - 8$ ; Biege- und Schubwiderstand bleibt vollständig erhalten	-

- (1) Die Verformungswerte in den Linien "Dazio" & "Lestuzzi" geben die Werte, die aufgrund der Kriterien aus FEMA-273 für Rissbildung und Betonabplatzen aus der Versuchsdokumentation heraus interpretiert wurden.
- (2) "Bruchkrümmung.xls" (Auswertung der Versuchsdaten in Rechentabelle)  
Gemäss [Lestuzzi et al. 1999] stellt sich nach dem Reißen der Längsbewehrung eine "stabile Starrkörperbewegung" der Tragwand ein. In den Versuchen von [Dazio et al. 1999] ist der Widerstand gegen Schwerlasten auch nach dem Abfallen des Widerstandes gegen seitliche Einwirkungen nicht erschöpft.
- (3) Die Einteilung "insignificant", "slight", "moderate", "heavy" damage in den Richtlinien FEMA-306 und FEMA-307 hat eigentlich nichts mit den Verhaltens-Niveaus S-1 bis S-5 zu tun. Da aber ähnliche Zustände beschrieben werden, können die Einteilungen nebeneinander gestellt werden, wie dies dem Vergleich der Figur 3-7 von FEMA-306 mit Figur K.2 hervorgeht. Insbesondere können die Angaben zu Widerstandsverminderungs-Faktoren  $\lambda_Q$  dazu benutzt werden, Risse und Tragwerks-Verhalten zu korrelieren.

- (4) Die Angaben der Rissweiten sind erstaunlich gross ! Weil diese Bedingungen alle gleichzeitig erfüllt sein müssen, können solche Werte nur von gut konstruierten Tragwänden erreicht werden. Referenz-Versuche entstammen der Serie von [Oesterle et al. 1976; 1979] und anderen Versuchs-Serien.
- (A) Infolge des relativ geringen Bewehrungsgehaltes und der wenigen Bügel bzw. der grossen Abstände der Horizontalbewehrung ist mit der Bildung von deutlich weniger Rissen zu rechnen, als dies z.B. bei den Versuchen von [Dazio et al. 1999; Lestuzzi et al. 1999] der Fall war. Somit wird die Weite des einzelnen Risses entsprechend grösser. Es ist deshalb plausibel, ein Gebrauchstauglichkeits-Kriterium zu wählen, das strenger ist, als das z.B. in [Dazio et al. 2000] verwendete. (Dieses stützt sich auf eine Betonstauchung von  $\epsilon_c \leq 0.004$  bzw. eine Stahldehnung von  $\epsilon_s \leq 0.015$  [Priestley et al. 1998].)
- (B) Nach dem ersten Bewehrungsstabknicken wird auch bald ein erster Bewehrungsstab reissen. Weil in den nicht für Erdbeben konstruierten Tragwänden bestehender Stahlbetongebäude die Bügel einen grossen Abstand aufweisen, hat das Wegfallen der Betonüberdeckung den Verlust der Stabilisierung der Längsbewehrung zur Folge.  $\phi_v$  wird daher mit der Betonbruchstauchung berechnet. Zerreisst die Längsbewehrung, so wird der seitliche Widerstand abnehmen, wogegen der Widerstand gegen Schwerelasten meist noch intakt ist.

## G.2.2 Stahlbeton-Tragwände mit inelastischen Schubverformungen, primäre Elemente

Quelle	Reparaturgrenze <S-1>	Abbruchgrenze <S-3>	Erdbebenkapazität <S-5>
FEMA-273 (nach Tab. 2-4, 2-5) keine spezifischen Angaben für Schub	u.a. Risse < 1.6 mm; Stockwerks-Verschiebung $\leq$ 0.5%	Ränder von Wänden versagen, begrenztes Bewehrungsknicken; Stockwerks-Verschiebung max. 1.0%, bleibend 0.5%	klaffende (Schub-) Risse, zerdrückter Beton, Beton abgefallen, Bewehrung geknickt; Stockwerks- Verschiebung max. 2.0%
keine Laborversuche mit Rissbild einbezogen	-	-	-
Gewähltes Kriterium	$\gamma_y/2$	$\gamma_y$ (A)	$\gamma_u (=2*\gamma_y)$ (B)
FEMA-306/-307 Beispiele: RC1B (Biegung / Schub: Schrägzug), RC1C (Schub-/ Betonversagen)	"insignificant damage": maximale Weite von von Schubrissen $\leq 1.6\text{mm}$ , Biegerissen $\leq 4.8\text{mm}$ , keine Betonabplatzungen: $\mu_\Delta \leq 3$ {erreichbare Duktilität hängt ab vom Verhältnis $M/(V*h)$ }	"moderate damage": maximale Weite von von Schubrissen $\leq 3\text{mm}$ , Biegerissen $\leq 6\text{mm}$ ; Schubrissen übertreffen 1.6mm oder es begrenzte Betonabplatzungen sind vorhanden. keine geknickte/gerissene Bewehrung. $\mu_\Delta \approx 2 (-6)$ ; Schubwiderstand 80% des unbeschädigten Widerstandes	"heavy damage": ein Riss zeigt überdurchschnittliche Rissweite, über 3mm, unter 10mm; $\mu_\Delta \approx 2 (-8)$ ; Schubwiderstand 30% des unbeschädigten Widerstandes

- (A) eine Tragwand, die ihren maximalen Schubwiderstand erreicht hat, sollte ersetzt werden.
- (B) erscheint aufgrund von Versuchen plausibel; stimmt mit  $\mu_\Delta \approx 2$  (FEMA-307) überein.

### G.2.3 Stahlbeton-Stützen mit inelastischen Biege- verformungen, primäre Elemente

Quelle	Reparaturgrenze <S-1>	Abbruchgrenze <S-3>	Erdbebenkapazität <S-5>
Gewähltes Kriterium	$2 \cdot \phi_y$	$0.67 \cdot \phi_u + 0.33 \cdot \phi_y$	$\phi_u$

### G.2.4 Verhalten von tragenden, unbewehrten Mauerwerkswänden, primäre Elemente

Quelle	Reparaturgrenze <S-1>	Abbruchgrenze <S-3>	Erdbebenkapazität <S-5>
FEMA-273 (nach Tab. 2-4, 2-5)	an Verkleidungen Risse < 3 mm, geringe Abplatzungen an Ecken-Öffnungen, keine bleibenden Verschiebungen aus der Wandebene; Stockwerks-V. $\leq 0.3\%$	umfassende Rissbildung, deutliche Verschiebungen aus der Wandebene, geringe Verschiebungen in der Wandebene; Stockwerks-V. $\leq 0.6\%$	umfassende Rissbildung, Verkleidungen fallen möglicherweise ab, Verschiebungen in und aus der Wandebene; Stockwerks-V. $\leq 1.0\%$
Laborversuche mit Rissbild einbezogen ("Mauerwerksversuche CH.xls")	[Ganz et al. 1984] [Schwegler, 1994]; Stockwerks-V. $\approx 0.12\%$	Stockwerks-V. = 0.15 – 0.35%	Stockwerks-V. = 0.25 – 1% (abhängig von Normalkraft)
Gewähltes Kriterium	Stockwerks-V. = 0.15%	Stockwerks-V. = 0.25%	Stockwerks-V. = 0.5%
FEMA-306/-307 für URM1B ("weaker pier") (Bedeutung der Schadensgrade nach Fig. 4-1, FEMA-307) Fugengleiten	"insignificant damage": Haarrisse in Mörtelfugen in Treppenform, kein Gleiten im Riss, keine Risse in Steinen; $\mu_{\Delta} \leq 1.5$	"moderate damage": horizontale Risse in Mörtelfugen mit Gleiten im Riss bis 6 mm, weniger als 5% der Steinlagen zeigen gerissene Steine; Stockwerks-V. $\leq 0.4\%$	"heavy damage": treppenförmige Risse in den Fugen mit Gleiten bis zu 12 mm, weniger als 5% der Steinlagen zeigen gerissene Steine; Stockwerks-V. $\leq 0.8\%$ ;
FEMA-306/-307 für URM1F ("solid wall") (Bedeutung der Schadensgrade nach Fig. 4-1, FEMA-307) Fugengleiten	"insignificant": Haarrisse in horizontalen Mörtelfugen am Wandfuss, diagonale Risse und geringe Abplatzungen an Wandecken möglich; $\mu_{\Delta} \leq 1.5$	"moderate": horizontale Risse in Mörtelfugen nahe des Wandfusses zeigen Verschiebungen in der Wandebene von bis zu 6 mm an, diagonale Risse möglich; Stockwerks-V. $\leq 0.8\%$	"heavy": horizontale Risse in Mörtelfugen nahe des Wandfusses zeigen Verschiebungen in der Wandebene von bis zu 12 mm an, diagonale Risse (bis zu 12 mm) und Abplatzungen; Stockwerks-V. $\leq 1.2\%$
FEMA-306/-307 für URM1H ("solid wall") (Bedeutung der Schadensgrade nach Fig. 4-1, FEMA-307) Biegeversagen	"insignificant": keine Risse in Steinen; $\mu_{\Delta} \leq 1.5$	("moderate": not used) "heavy" Haarrisse in Fugen, auch horizontale H.-Risse in Wandmitte, Wandfuss gerissen, möglicherweise Schalen der Steine abgeplatzt; Stockwerks-V. $\leq 0.3\%$	"extreme": grosse Risse haben sich im oberen Teil der Wand gebildet; Stockwerks-V. $\leq 0.9\%$

(1) Stockwerks-V. Stockwerks-Verschiebung



# H Nicht-lineare Berechnungen von Beispielgebäuden

Dieser Abschnitt beinhaltet die Dokumentation der Resultate der Beispielgebäude VID, CED, PMS und KJA. Die Resultate des Beispielgebäudes VID werden im Kapitel 4, "Nicht-lineare Analysen von Beispielgebäuden", erläutert. Hier werden lediglich einige Angaben zu den Material-Eigenschaften und zur Modellbildung gemacht sowie die Resultate zusammengestellt.

## H.1 Material-Eigenschaften

Die Gebäude PMS, CED, KJA wurden alle mit Caron-Stahl bewehrt. Die Betoneigenschaften wurden nur am Gebäude CED untersucht. Daher wurden für diese Gebäude die gleichen Material-Eigenschaften angenommen (Tabelle H.1).

Betoneigenschaften	Gebäude VID		Gebäude PMS, CED, KJA	
	Geschätzte Werte	Eingabe in Fibermodell Idarc2d	Geschätzte Werte	Eingabe in Fibermodell Idarc2d
Druckfestigkeit [MPa]	Würfel: 48	36.5	Würfel: 42	32
Elastizitätsmodul [GPa]	31	20	31	20
Dehnung bei maximaler Spannung [‰]	2.3	3.5	2.1	3.2
Zugfestigkeit [MPa]	-	4.1	-	3.8
Bruchstauchung [‰]	-	5.3	-	4.9
Stahleigenschaften				
Streckgrenze $R_{p,0.2}$ [MPa]	530	578	450	510
Zugfestigkeit $R_m$ [MPa]	610	610	550	550
Elastizitätsmodul [GPa]	200	160	200	160
Verfestigungs-Modul [GPa]	-	1.41	-	1.75
Dehnung bei Verfestigungs-Beginn [‰]	-	5.8	-	5.3
Dehnung bei Höchstzugkraft $A_{gt}$ [‰]	5.0	-	5.0	-

Tabelle H.1: Mechanische Eigenschaften des Betons und des Bewehrungsstahls, die zur Berechnung der Querschnitts-Eigenschaften mit dem Fibermodell von Idarc2d, Version 561ida302 festgelegt wurden.

Betoneigenschaften

Während dem die Streckgrenze der Bewehrung aufgrund von vielen Quellen bestimmt werden konnte, stützt sich die Festlegung der Beton-Druckfestigkeit auf nur drei Tests am Gebäude CED (Mittelwert von 42 MPa) und auf die bekannte Tatsache, dass alter Beton im allgemeinen eine hohe Festigkeit aufweist. Gemäss Norm SIA 162, Ausgabe 1956, hat die mittlere Würfeldruckfestigkeit eines normalen Betons  $220 \text{ kg/cm}^2$  ( $\approx 22 \text{ MPa}$ ) zu betragen. Indessen wurde für die Gebäude-Berechnung eine Würfeldfestigkeit von 42 MPa oder rund das Doppelte eingesetzt.

## H.2 Beispielgebäude VID

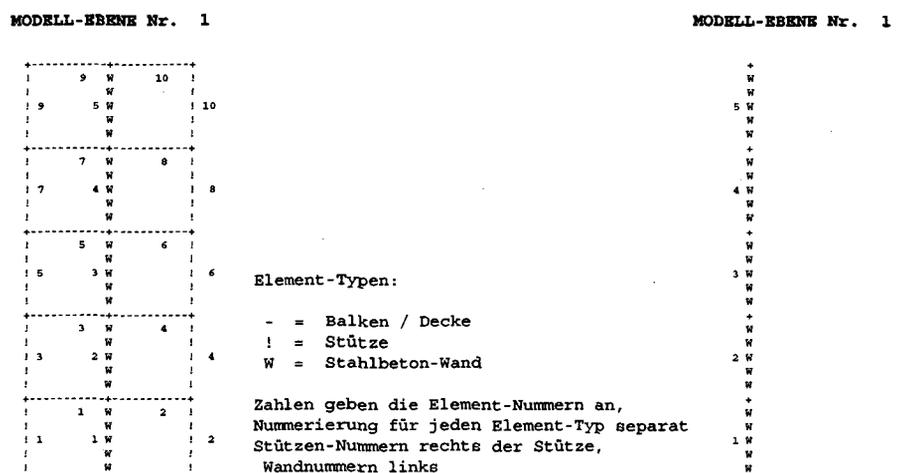
### Gebäudemodelle

Tragwerksmodell VID

Das Stahlbeton-Skeletttragwerk des Gebäudes VID ist in Kapitel 3 dargestellt. Es weist drei Gruppen von horizontal aussteifenden Tragwänden auf. Weil an diesem Gebäude einige typische Sachverhalte aufgezeigt werden sollen, wird das Gebäude nur teilweise modelliert. Es wurden nur der Kern mit den Liftschächten, zwei Reihen Schwere-last-Stützen und die Hälfte der Stockwerksmassen abgeleitet (Figuren H.1, links und Figuren 3.1, 3.3). Es wird angenommen, dass der Liftschacht im kastenförmigen Untergeschoss eine steife und starke Einspannung findet.

Modell-Varianten

Um das Verhalten eines typischen Skelett-Tragwerkes mit Tragwänden studieren zu können, wurden vom Modell VID zwei Modellvarianten gebildet. Diese Varianten stellen nicht mehr das Gebäude VID dar, sondern sind Modelle für Gebäude, die dem Gebäude VID ähnlich sind. Vom Modell 'VID ohne Stützen' sind Resultate nur im Kapitel 4 dargestellt.



Figur H.1: Schema der Makromodelle des Gebäudes VID: Vereinfachendes Modell zur Erdbeben-Berechnung des Gebäudes VID (links) und schematisierendes Tragwandmodell ('VID ohne Stützen') für Vergleichsberechnungen (rechts).

	VID	'VID ohne Stützen'	'VID-Schub'
Modell	Tragwand mit Rahmen gebildet aus Stützen und Decken (Figur H.1, links)	Tragwand ohne Rahmen (Figur H.1, rechts) (Resultate in Kap. 4 gegeben)	Tragwand mit abgemindertem Schubwiderstand, sonst identisch mit Modell VID
Zweck	Verhalten des Gebäudes VID abschätzen	Einfluss des Rahmens gebildet aus Stützen und Decken	Verhalten eines Gebäudes studieren, dessen Verhältnis von Schub- zu Biegeverhalten am Wandfuss etwa den Bemessungskräften nach SIA 160 entspricht

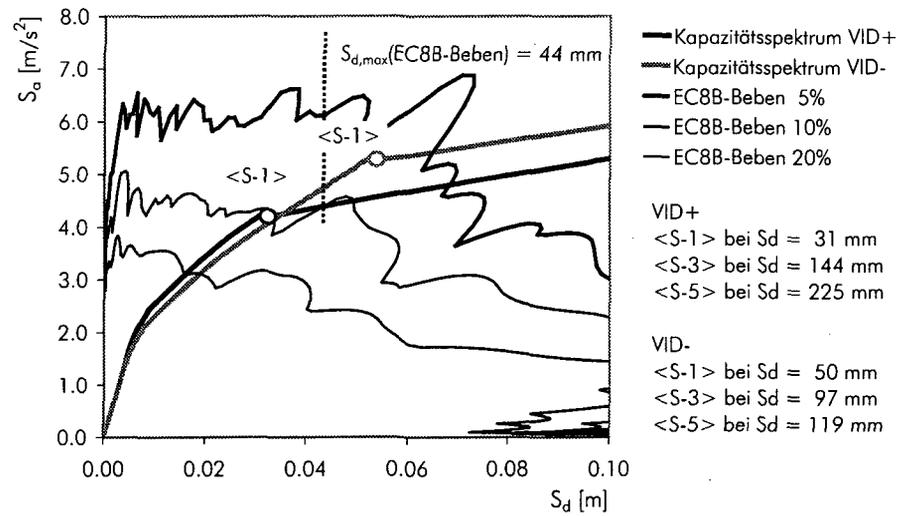
Tabelle H.2: Varianten des Modelles VID.

### Modell VID

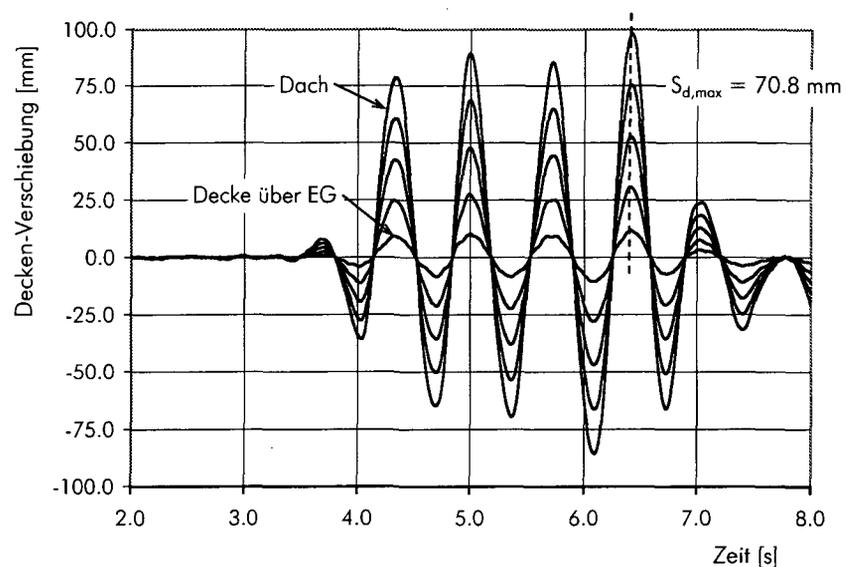
#### Kapazitätsspektrum

Das Modell VID wurde mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet, wie dies in Abschnitt 4.1.3, "Vorschlag für das Kapazitätsspektrum-Verfahren für Gebäude mit Tragwänden" erläutert wurde. Das Kapazitätsspektrum-Verfahren wurde wegen dem asymmetrischen Querschnitt des Kerns (Figur 3.3) in beiden Richtungen durchgeführt. Es ergeben sich die Kapazitätsspektren VID+ und VID-, die in Figur H.2 abgebildet sind. Die angegebenen spektralen Verschiebungen der Grenzzustände <S-1> bis <S-5> sind die kleinsten spektralen Verschiebungen, die aus den beiden push over Analysen resultieren. Umfangreichere Angaben zu den spektralen Verschiebungen beim erstmaligen Auftreten der Grenzzustände finden sich in Tabelle H.3. Um einen Vergleich des Erdbeben-Verhaltens, das mit dem Kapazitätsspektrum beschrieben ist, mit Erdbeben-Einwirkungen zu ermöglichen, sind in Figur H.2 Antwortspektren gegeben. Es sind die mit 5, 10 und 20% gedämpften Antwortspektren des auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierten Zeitverlaufes EC8B gegeben. Schliesslich ist die maximale spektrale Verschiebung von  $S_d = 44 \text{ mm}$  eingetragen, die in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung erreicht wurde.

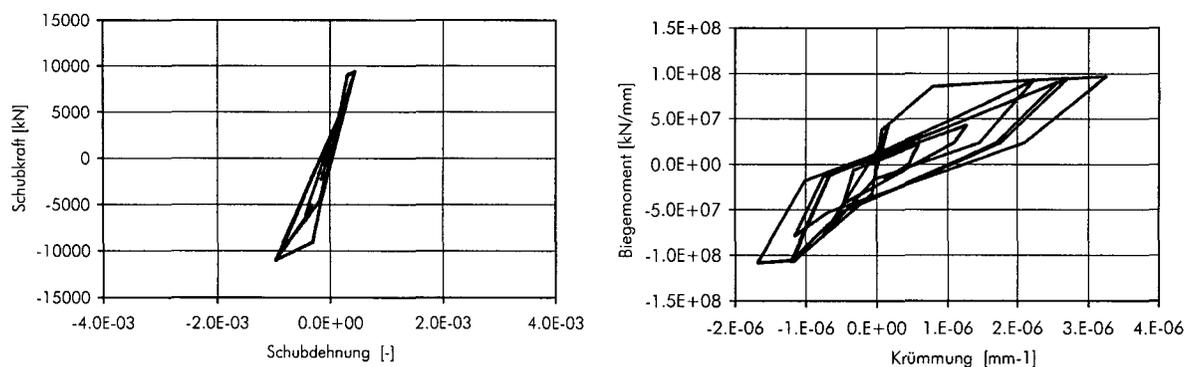
Ein Ergebnis einer anderen Zeitverlaufs-Berechnung, nämlich für das Beben Friuli-T, ist in der Figur H.3 dargestellt. Die während dieser Zeitverlaufs-Berechnung am Wandfuss auftretenden hysteretischen Schub- und Biegeverformungen sind in der Figur H.4 wiedergegeben.



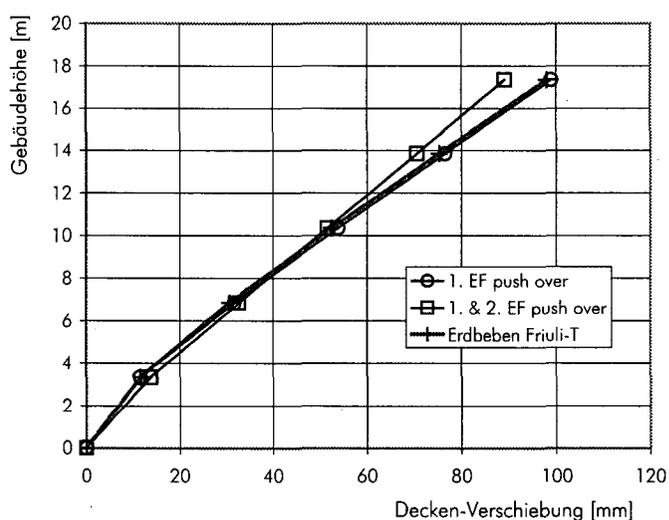
Figur H.2: Kapazitätsspektren des Gebäudemodells VID: wegen dem asymmetrischen Querschnitt des Kerns (siehe Figur 3.3) sind die Kapazitätsspektren in den beiden Richtungen unterschiedlich (VID+, VID-). Auf der rechten Seite sind die spektralen Verschiebungen angegeben, bei welchen das Modell einen Grenzzustand zum ersten Mal erreicht. Die Figur zeigt weiter die Antwortspektren des auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierten EC8B-Bebens mit 5, 10 und 20% Dämpfung. Die maximale spektrale Verschiebung in der Zeitverlaufs-Berechnung des EC8B-Bebens beträgt 44 mm.



Figur H.3: Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung des Modells VID beim Erdbeben Friuli-T.



Figur H.4: Hysteretisches Verhalten am Wandfuss des Modelles VID während der Zeitverlaufs-Berechnung Friuli-T.



Figur H.5: Decken-Verschiebungen in den beiden push over Analysen (in der Richtung VID+) und maximale Decken-Verschiebungen in einer nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung (Erdbeben Friuli-T).

#### Decken-Verschiebungen

Figur H.5 zeigt einerseits die maximalen Decken-Verschiebungen (Umhüllende) des Gebäudemodelles VID, die in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung für das Beben Friuli-T aufgetreten sind. Andererseits sind die Decken-Verschiebungen dargestellt, die in den push over Analysen berechnet wurden. Die erste push over Analyse wurde bis zur maximalen spektralen Verschiebung durchgeführt, die in der Zeitverlaufs-Berechnung erreicht wurde. Die zweite push over Analyse wurde soweit vorangetrieben, bis die Schubkraft an der Modellbasis derjenigen der ersten push over Analyse entspricht (dh. die Schubkraft in der zweiten push over Analyse beträgt das  $[(\kappa-1) \cdot m + 1] / v_M = 1.27$ -fache der Schubkraft in der ersten push over Analyse; siehe Abschnitt 4.1.3).

Die Figur H.5 zeigt in den wesentlichen Punkten eine gute Übereinstimmung zwischen den Decken-Verschiebungen der nicht-linear statischen (push over) Analysen und der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung. Während die erste push over Analyse (mit den Deckenkräften der 1. Eigenform) die Decken-Verschiebungen allgemein gut berechnet, ist die zweite push over Analyse präziser in der Berechnung der Verschiebung der Decke über dem Erdgeschoss.

## Grenzzustände

Die in Tabelle H.3 zusammengestellten Resultate erlauben zu untersuchen, ob die maximalen Verformungen der Tragwerks-Elemente dann auftreten, wenn die Decken-Verschiebungen maximal sind. Die Tabelle H.3 gibt die spektralen Verschiebungen an beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen. Für den Grenzzustand <S-1> ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Die anderen Grenzzustände sind in den Zeitverlaufs-Berechnungen nicht aufgetreten. Die entsprechenden Vergleiche bei anderen Gebäuden sind aussagekräftiger.

Berechnungs-Verfahren	Spektrale Verschiebung $S_d$ [mm] beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums		
	<S-1>	<S-3>	<S-5>
Kapazitätsspektrum-Verfahren <sup>(1)</sup>	31	97	119
1. push over Analyse	31 (Wand 1, Biegung)	97 (Wand 1, Biegung)	119 (Wand 1, Biegung)
2. push over Analyse	35 (Wand 1, Biegung)	109 (Wand 1, Biegung)	138 (Wand 1, Schub)
Erdbebenzeitverlaufs-Berechnungen			
Friuli-T (siehe Kapitel 4)	31 (Wand 1, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 71$ mm)	
Friuli-L	32 (Wand 1, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 43$ mm)	
EC8B-Beben, $a_{max} = 2.6$ m/s <sup>2</sup>	34 (Wand 1, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 44$ mm)	

<sup>(1)</sup> Die push over Analysen wurden in beiden Richtungen durchgeführt, weil der Querschnitt asymmetrisch ist (Figur 3.3). Die angegebenen spektralen Verschiebungen sind die kleineren Werte aus den beiden Analysen.

Tabelle H.3: Spektrale Verschiebungen  $S_d$  des Gebäudemodells VID beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in drei nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen.

## Maximale Schubkräfte

Tabelle H.4 gibt die maximalen Schubkräfte an, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen aufgetreten sind, und die Schätzung der maximalen Schubkräfte basierend auf der ersten push over Analyse. Beide Schätzungen beruht auf Regeln, die Normen entnommen wurden.

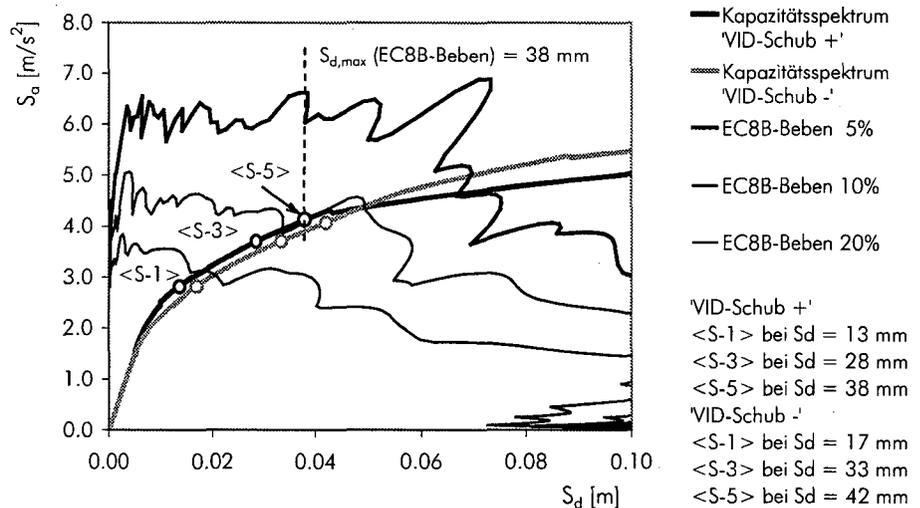
Erdbebenzeitverlauf	maximale Schubkraft an der Modellbasis [kN]		
	Nicht-lineare Zeitverlaufs-Berechnung	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und mit CEB-Regel (Gleichung 2.4)	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und der Gleichung 2.5 [ENV 1998-1 1996]
EC8B-Beben, $a_{\max} = 2.6 \text{ m/s}^2$	9'806	11'680 (+19%)	10'180 (+14%)
Friuli-T	11'283	11'680 (+4%)	13'350 (+18%)
Friuli-L	9'506	11'680 (+23%)	13'180 (+39%)

Tabelle H.4: Maximale Schubkraft an der Modellbasis in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen des Modelles VID und zufolge Schätzungen aufgrund der ersten push over Analyse.

### Modell-Variante 'VID-Schub'

Modellbildung

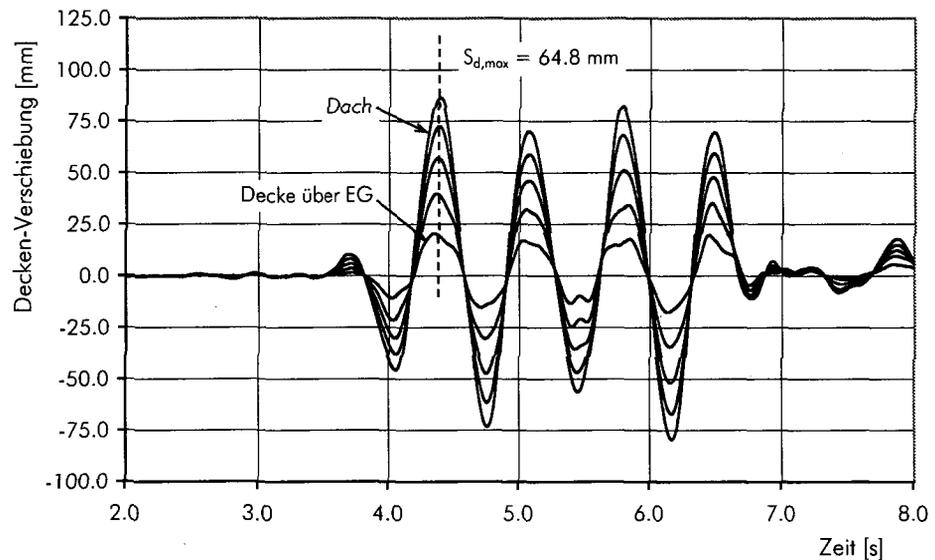
Das Modell 'VID-Schub' ist eine Variante des Modelles VID. Es ist mit dem Modell VID identisch mit Ausnahme des Schubwiderstandes. Dieser wurde um rund 40% reduziert.



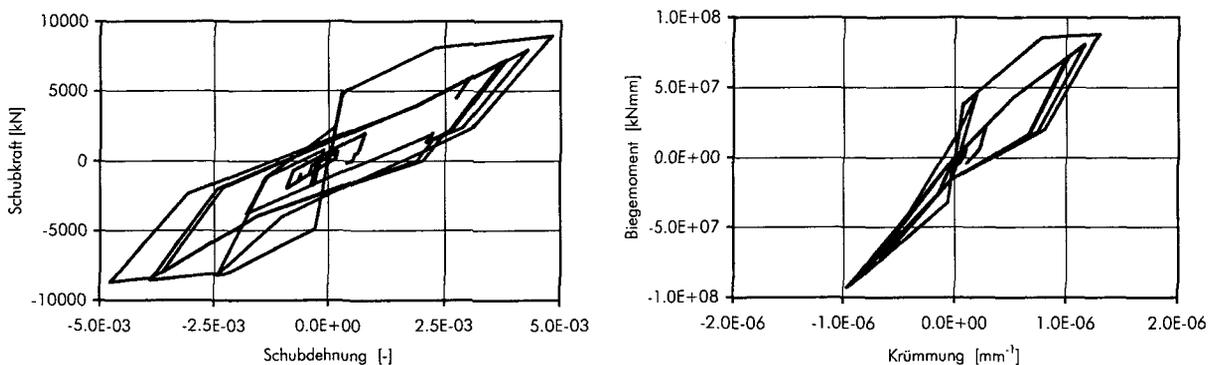
Figur H.6: Kapazitätsspektrum des Gebäudemodelles 'VID-Schub' und spektrale Verschiebungen der Grenzzustände. Zusätzlich sind die Antwortspektren des auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierten EC8B-Bebens gegeben mit 5, 10 und 20% Dämpfung. Die maximale spektrale Verschiebung in der Zeitverlaufs-Berechnung des EC8B-Bebens beträgt 38 mm.

Er ist damit gleich der Schubkraft am Fuss der Tragwand, die bei dreieckiger Verteilung der Trägheitskräfte über die Wandhöhe beim Erreichen des plastischen Momentes am Wandfuss auftritt:  $V \approx M_{pl}/(0.7 \cdot h)$ .

Dieses Verhältnis von Biege- und Schubwiderstand entspricht ungefähr demjenigen, das bei der Bemessung der Tragwand nach der Norm SIA 160 resultiert. Die in der Folge dargestellten Resultate dieser Modell-Variante wurden auf die selbe Art erzeugt wie dies für das Modell VID getan wurde.



Figur H.7: Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung des Modelles 'VID-Schub' beim Erdbeben Friuli-T.

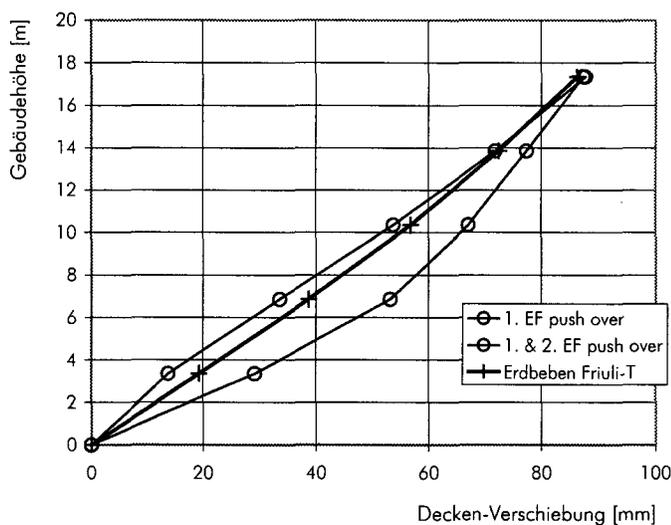


Figur H.8: Hysteretisches Verhalten am Wandfuss des Modelles 'VID-Schub' während der Zeitverlaufs-Berechnung Friuli-T.

Decken-Verschiebungen

Figur H.9 zeigt, dass dank der zweiten push over Analyse (mit den Kräften der 1. und der 2. Eigenfrequenz) der inelastische Schubmechanismus detektiert wird, der auch in

der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung auftritt. Die angezeigten Verschiebungen der zweiten push over Analyse (1.&2. EF push over in Figur H.9) sind deutlich grösser als die anderen Decken-Verschiebungen.



Figur H.9: Decken-Verschiebungen in den push over Analysen und maximale Decken-Verschiebungen in einer nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung (Erdbeben Friuli-T).

Berechnungs-Verfahren	Spektrale Verschiebung $S_d$ [mm] beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums		
	<S-1>	<S-3>	<S-5>
Kapazitätsspektrum-Verfahren <sup>(1)</sup>	13	27	38
1. push over Analyse	27 (Wand 1, Schub)	57 (Wand 2, Schub)	76 (Wand 2, Schub)
2. push over Analyse	13 (Wand 1, Schub)	27 (Wand 1, Schub)	38 (Wand 1, Schub)
Erdbebenzeitverlaufs-Berechnungen			
Friuli-T	19 (Wand 1, Schub)	30 (Wand 1, Schub)	50 (Wand 1, Schub)
Friuli-L	24 (Wand 2, Schub)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 34$ mm)	
EC8B-Beben, $a_{max} = 2.6$ m/s <sup>2</sup>	19 (Wand 1, Schub)	27 (Wand 1, Schub)	nicht aufgetreten; zu 80% erreicht bei $S_d = 34$ mm ( $S_{d,max} = 38$ mm)

<sup>(1)</sup> Die push over Analysen wurden in beiden Richtungen durchgeführt, weil der Querschnitt asymmetrisch ist (Figur 3.3). Die angegebenen spektralen Verschiebungen sind die kleineren Werte aus den beiden Analysen.

Tabelle H.5: Spektrale Verschiebungen  $S_d$  des Modells 'VID-Schub' beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in drei nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen.

Erdbebenzeitverlauf	maximale Schubkraft an der Modellbasis [kN]		
	Nicht-lineare Zeitverlaufs-Berechnungen	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und mit CEB-Regel (Gleichung 2.4)	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und der Gleichung 2.5 [ENV 1998-1 1996]
EC8B-Beben, $a_{\max} = 2.6 \text{ m/s}^2$	8'836	11'810 (+34%)	11'300 (+28%)
Friuli-T	9'377	11'810 (+26%)	12'990 (+39%)
Friuli-L	8'308	11'810 (+46%)	12'570 (+56%)

Tabelle H.6: Maximale Schubkraft an der Modellbasis in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen des Modelles 'VID-Schub' und zufolge Schätzungen aufgrund der ersten push over Analyse.

Maximale spektrale Verschiebungen

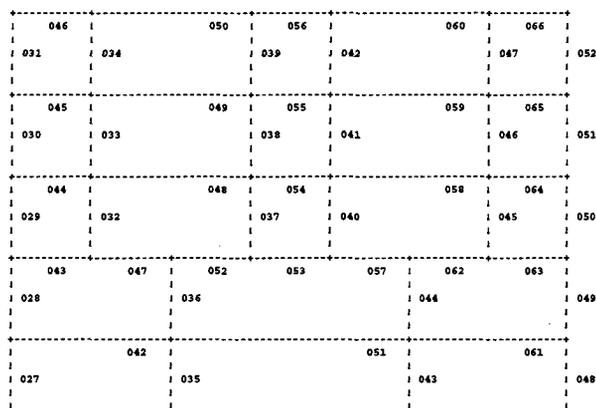
Die maximalen spektralen Verschiebungen eines nicht-linearen Einmassenschwingers können im Rahmen des Kapazitätsspektrum-Verfahrens grundsätzlich mit verschiedenen Regeln geschätzt werden. In dieser Arbeit wurden die Regeln der gleichen Arbeit bzw. der gleichen Verschiebungen (Figur 2.22), die von Miranda aufgestellten Regeln ([Miranda et al. 1994], Figur 4.5) und die Prozedur A des [ATC-40 1996] (Figur 2.23) angewendet. Bei der letzteren wurde eine geringe hysteretische Energiedissipations-Fähigkeit (Gebäudetyp C) angenommen. Die Resultate sind in Tabelle H.7 zusammengestellt.

Modell	Maximale spektrale Verschiebung $S_d$ [mm]			
	Nicht-lineare Zeitverlaufs-Berechnung EC8B, $2.6 \text{ m/s}^2$	Prinzip gleicher Arbeit bzw. gleicher Verschiebungen	[Miranda et al. 1994]	ATC-40, Prozedur A, Gebäudetyp C
VID	44	32	31	40
VID "ohne Stützen"	44	36	34	55
'VID-Schub'	38	35	34	46

Tabelle H.7: Schätzung der spektralen Verschiebungen aufgrund des Kapazitätsspektrums und verschiedener Ansätze im Vergleich mit den maximalen spektralen Verschiebungen, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen erzielt wurden.

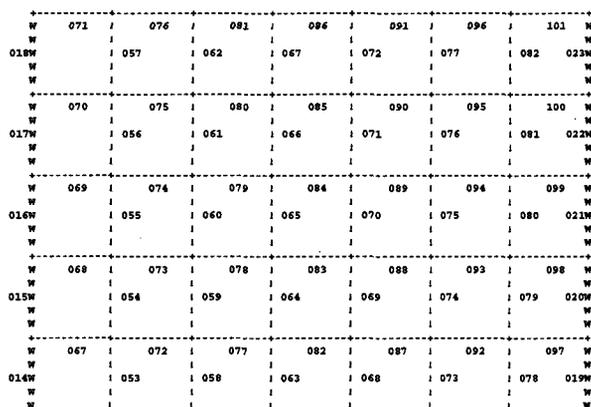


MODELL-EBENE Nr. 2

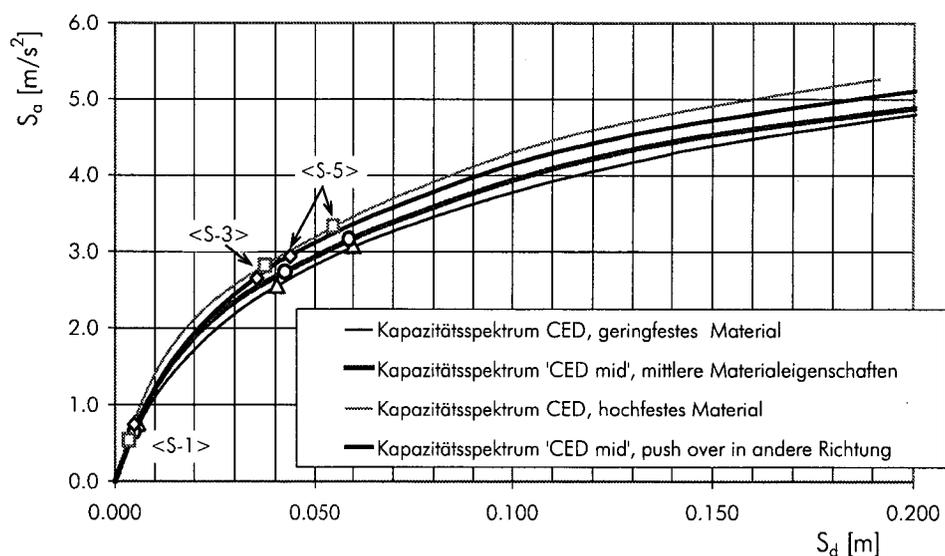


Figur H.11: Schema des Makromodells des Gebäudes CED, Modellebene 2.

MODELL-EBENE Nr. 3



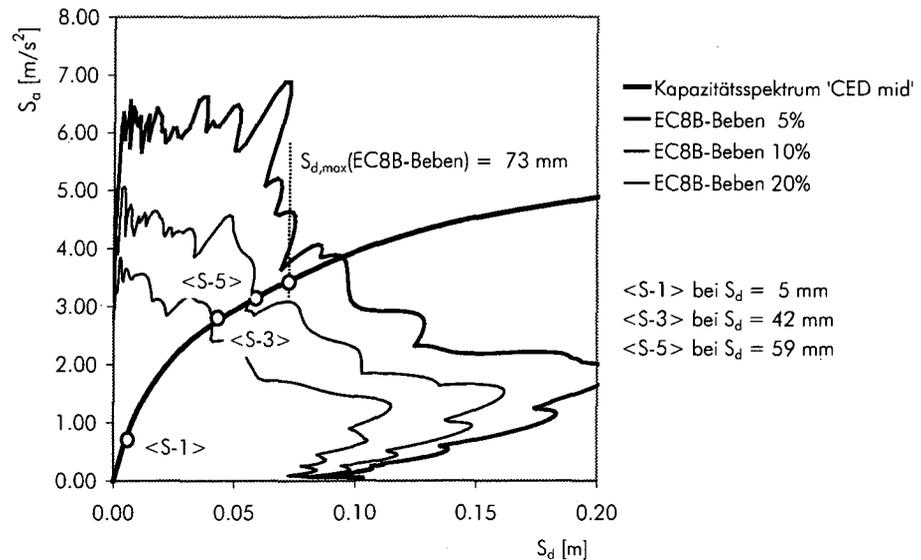
Figur H.12: Schema des Makromodells des Gebäudes CED, Modellebene 3.



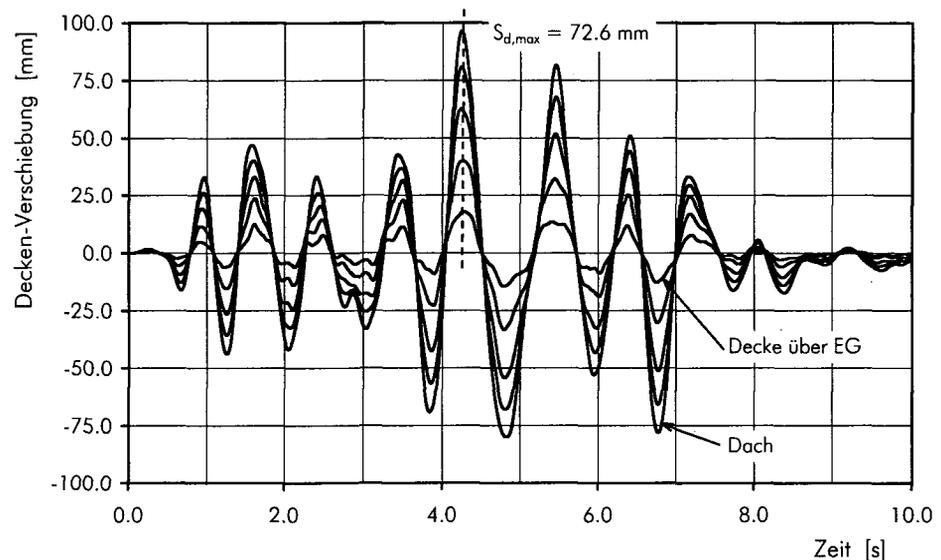
Figur H.13: Kapazitätsspektren des Modelles CED für variierende Material-Annahmen und für beide Modell-Richtungen. Die Material-Variationen wurden als Mittelwerte plus bzw. minus zwei Standardabweichungen erzeugt.

	Material-Eigenschaften		
	geringstes Material	mittlere Material-Eigenschaften	hochfestes Material
Beton			
Druckfestigkeit [MPa]	18	32	46
Elastizitätsmodul [GPa]	16	19.5	25
Bruch-Stauchung [‰]	3.7	4.9	6.2
Bewehrungsstahl			
rechnerische Fließgrenze [MPa]	450	510	570

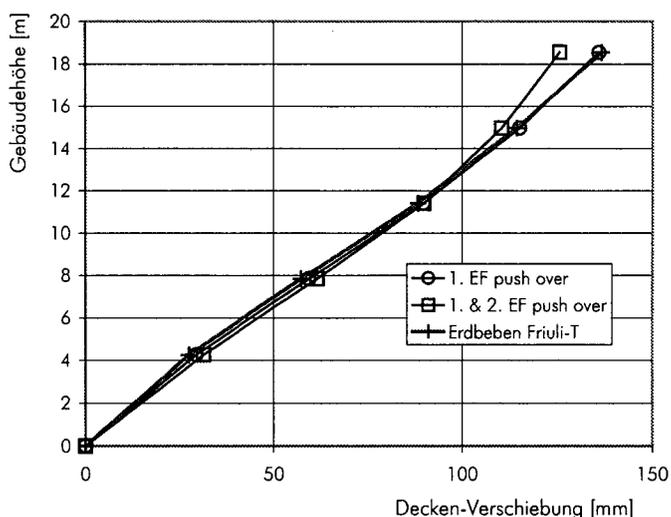
Tabelle H.8: Variation der Material-Eigenschaften, die zur Berechnung der Modell-Eigenschaften benützt wurden. Die resultierenden Kapazitätsspektren sind in Figur H.13 dargestellt.



Figur H.14: Kapazitätsspektrum des Gebäudemodells CED und spektrale Verschiebungen der Grenzzustände. Zusätzlich sind die Antwortspektren des auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierten EC8B-Bebens gegeben mit 5, 10 und 20% Dämpfung. Die maximale spektrale Verschiebung in der Zeitverlaufs-Berechnung des EC8B-Bebens beträgt 73 mm.



Figur H.15: Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung des Modells CED beim EC8B-Beben mit einer Spitzenbeschleunigung von  $2.6 \text{ m/s}^2$ . Die maximale spektrale Verschiebung in der Zeitverlaufs-Berechnung des EC8B-Bebens beträgt 73 mm.



Figur H.16: Decken-Verschiebungen in den push over Analysen und maximale Decken-Verschiebungen in einer nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung (Erdbeben Friuli-T) beim Gebäudemodell CED.

Berechnungs-Verfahren	Spektrale Verschiebung $S_d$ [mm] beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums, primäre Tragwerks-Elemente		
	<S-1>	<S-3>	<S-5>
Kapazitätsspektrum-Verfahren	5	42	59
1. push over Analyse	6 (Wand 14, Biegung)	56 (Wand 14, Biegung)	76 (Wand 14, Biegung)
2. push over Analyse	5 (Wand 14, Biegung)	42 (Wand 14, Biegung)	59 (Wand 14, Biegung)
Erdbebenzeitverlaufs-Berechnungen			
Friuli-T	5.5 (Wand 14, Biegung)	80 (Wand 14, Biegung)	96 (Wand 14, Biegung)
Friuli-L	4.7 (Wand 14, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 41$ mm)	nicht aufgetreten
EC8B-Beben, $a_{max} = 2.6$ m/s <sup>2</sup>	8 (Wand 14, Biegung)	(73; <S-3> beinahe erreicht in Wand 14, Biegung)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 73$ mm)

Tabelle H.9: Spektrale Verschiebungen  $S_d$  des Modells 'CED mid' beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in drei nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen.

Beim Kriterium <S-3> fällt ein grosser Unterschied auf zwischen den spektralen Verschiebungen aus dem Kapazitätsspektrum-Verfahren und den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen. Zu diesem Unterschied sind zwei Dinge anzuführen:

- in den Zeitverlaufs-Berechnungen ist die Krümmung am Fuss der Wand 14 immer noch negativ zum Zeitpunkt, in dem das Dach die Auslenkung Null hat.

- in den Zeitverlaufs-Berechnungen erleiden fast alle sekundären Wände eine Steifigkeitsreduktion infolge hysteretischem Verhalten, wodurch die Zwängungen im Tragwerk reduziert werden.

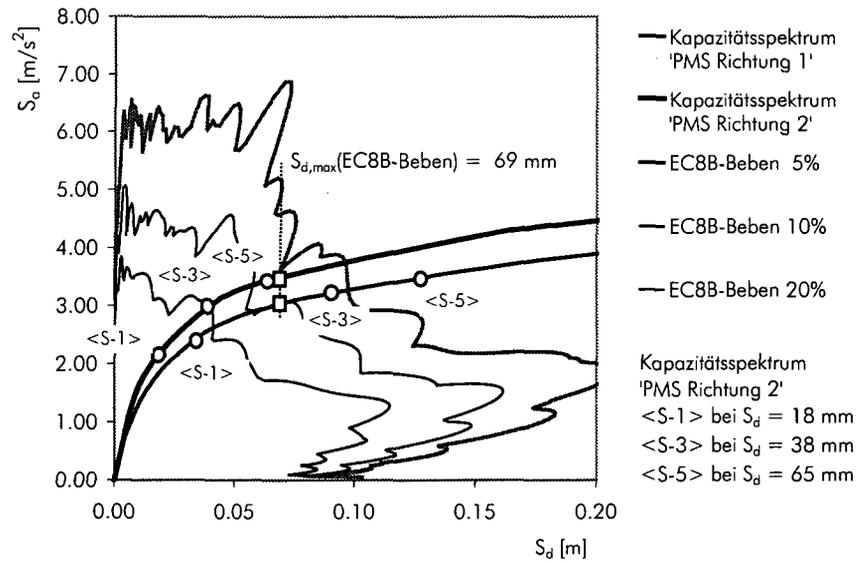
Erdbeben	Maximale spektrale Verschiebung $S_d$ [mm]			
	Nicht-lineare Zeitverlaufs- Berechnung	Prinzip gleicher Arbeit bzw. gleicher Verschiebungen	[Miranda et al. 1994]	ATC-40, Prozedur A, Gebäudetyp C
EC8B-Beben, 1.6 m/s <sup>2</sup>	39	48	40	40
EC8B-Beben, 2.6 m/s <sup>2</sup>	73	91	62	78
Friuli-T	102	212	104	-
Friuli-L	41	38	34	-

Tabelle H.10: Schätzung der spektralen Verschiebungen für das Gebäudemodell 'CED mid' aufgrund des Kapazitätsspektrums und verschiedener Ansätze im Vergleich mit den maximalen spektralen Verschiebungen, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen erzielt wurden.

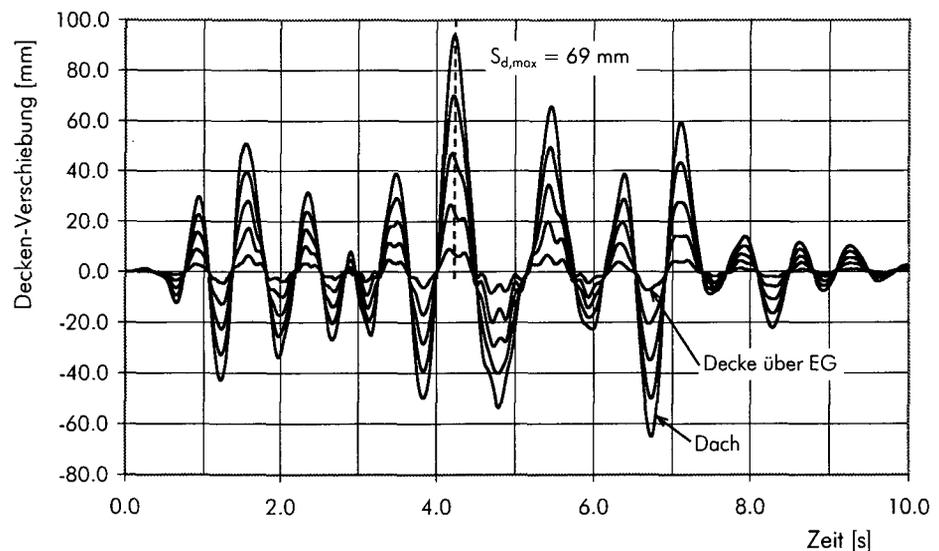
Schubkräfte infolge höheren  
Eigenformen

Bei diesem Gebäude ist die Schätzung der maximalen Schubkräfte aufgrund des Kapazitätsspektrum schwierig, denn dieses weist eine runde Form auf ohne klares Fliessplateau. Diese Form ist eine Folge des Zusammenwirkens der Tragwand mit dem Rahmen aus Stützen und Decken.

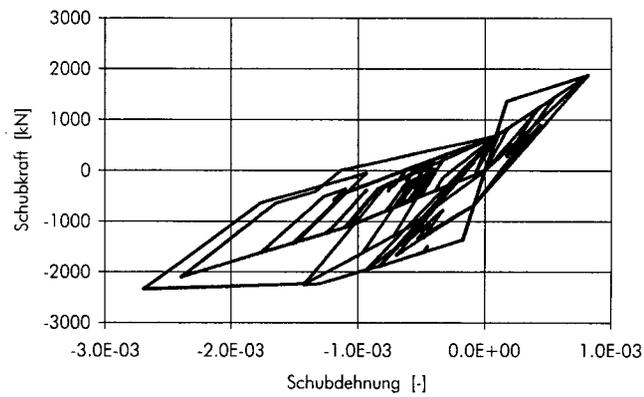




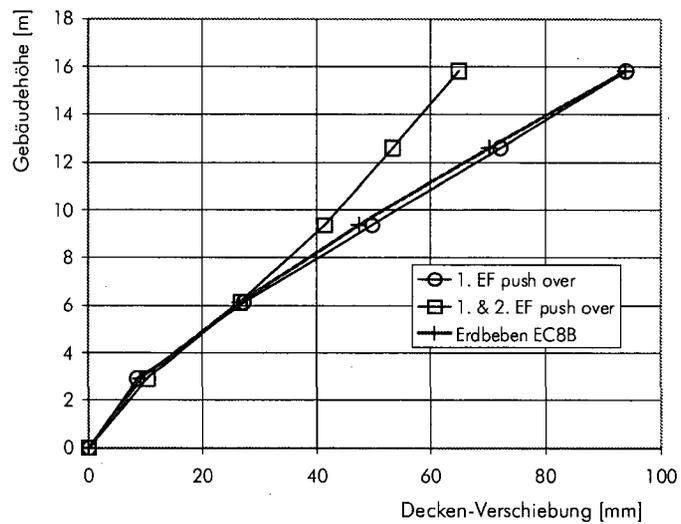
Figur H.18: Kapazitätsspektren des Gebäudemodells PMS für Verschiebungen in beiden Richtungen. Zu beiden Kapazitätsspektren sind die spektralen Verschiebungen der Grenzzustände. Zusätzlich sind die Antwortspektren des auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierten EC8B-Bebens gegeben mit 5, 10 und 20% Dämpfung.



Figur H.19: Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung des Modells PMS beim EC8B-Beben mit einer Spitzenbeschleunigung von  $2.6 \text{ m/s}^2$ . Die maximale spektrale Verschiebung in der Zeitverlaufs-Berechnung des EC8B-Bebens beträgt 69 mm.



Figur H.20: Schub-Hysteresis der Wand 4 in der Zeitverlaufs-Berechnung für das Beben EC8B.



Figur H.21: Decken-Verschiebungen in den push over Analysen und maximale Decken-Verschiebungen in einer nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung (EC8B-Beben, 2.6 m/s<sup>2</sup>).

Berechnungs-Verfahren	Spektrale Verschiebung $S_d$ [mm] beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums, primäre Tragwerks-Elemente		
	<S-1>	<S-3>	<S-5>
Kapazitätsspektrum-Verfahren	18	38	65
1. push over Analyse	29 (Wand 2 & 4, Schub)	63 (Wand 2, Schub)	121 (Wand 4, Schub)
2. push over Analyse	18 (Wand 4, Schub)	38 (Wand 4, Schub)	65 (Wand 4, Schub)
Erdbebenzeitverlaufs-Berechnungen			
Friuli-T	19 (Wand 2, Schub)	34 (Wand 2, Schub)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 95$ mm)
Friuli-L	23 (Wand 4, Schub)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 38$ mm)	nicht aufgetreten
EC8B-Beben, $a_{max} = 1.6$ m/s <sup>2</sup>	24 (Wand 4, Schub)	nicht aufgetreten ( $S_{d,max} = 44$ mm)	nicht aufgetreten
EC8B-Beben, $a_{max} = 2.6$ m/s <sup>2</sup>	32 (Wand 4, Schub)	37 (Wand 4, Schub)	32 (Wand 4, Schub)

Tabelle H.11: Spektrale Verschiebungen  $S_d$  des Modells PMS beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in vier nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen.

Erdbeben	Maximale spektrale Verschiebung $S_d$ [mm]			
	Nicht-lineare Zeitverlaufs- Berechnung	Prinzip gleicher Arbeit bzw. gleicher Verschiebungen	[Miranda et al. 1994]	ATC-40, Prozedur A, Gebäudetyp C
EC8B-Beben, 1.6 m/s <sup>2</sup>	44	29	28	41
EC8B-Beben, 2.6 m/s <sup>2</sup>	69	60	47	83
Friuli-T	95	114	69	-
Friuli-L	38	58	45	-

Tabelle H.12: Schätzung der spektralen Verschiebungen für das Gebäudemodell PMS aufgrund des Kapazitätsspektrums und verschiedener Ansätze im Vergleich mit den maximalen spektralen Verschiebungen, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen erzielt wurden.

Erdbebenzeitverlauf	maximale Schubkraft an der Modellbasis [kN]		
	Nicht-lineare Zeitverlaufs-Berechnungen	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und mit CEB-Regel (Gleichung 2.4)	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege-widerstand der Tragwand und der Gleichung 2.5 [ENV 1998-1 1996]
EC8B-Beben, $a_{\max} = 1.6 \text{ m/s}^2$	4'104	6'033 (+47%)	5'007 (+25%)
EC8B-Beben, $a_{\max} = 2.6 \text{ m/s}^2$	5'585	6'032 (+8%)	6'814 (+22%)
Friuli-T	5'590	6'037 (+8%)	8'106 (+45%)
Friuli-L	5'158	6'035 (+17%)	7'066 (+37%)

Tabelle H.13: Maximale Schubkraft an der Modellbasis in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen des Modelles PMS und zufolge Schätzungen aufgrund der ersten push over Analyse.

## H.5 Gebäude KJA

Das Modell des Gebäudes KJA bildet dieses in der Gebäude-Längsrichtung ab (parallel zum Schnitt A-A in Figur 3.9). Das Gebäude KJA weist parallel zur Modellebene drei Ebenen mit Tragwänden auf. Die Tragwände in der mittleren Ebene weisen einen deutlich geringeren Widerstand auf als die Wände in den anderen beiden Ebenen. Im Tragwerks-Modell werden diese schwächeren Wände nicht abgebildet. Im Erdgeschoss ist insbesondere in Gebäude-Querrichtung ein grosser Abstand zwischen der Wirkungslinie der Trägheitskräfte und dem Steifigkeitszentrum vorhanden. Im Modell werden jedoch keine Torsions-Wirkungen berücksichtigt.

### MODELL-EBENE Nr. 1

55	56	57	m	58	59	60	
10		20	9m			31	41
			m				
			m				
49	50	51	m	52	53	54	
9		19	8m			30	40
			m				
			m				
43	44	45	m	46	47	48	
8		18	7m			29	39
			m				
			m				
37	38	39	m	40	41	42	
7		17	6m			28	38
			m				
			m				
31	32	33	m	34	35	36	
6		16	5m			27	37
			m				
			m				
25	26	27	m	28	29	30	
5		15	4m			26	36
			m				
			m				
19	20	21	W	22	23	24	
4		14	3W			25	35
			W				
			W				
13	14	15	W	16	17	18	
3		13	2W			24	34
			W				
			W				
7	8	9	W	10	11	12	
2		12	1W			23	33
			W				
			W				
1	2	3		4	5	6	
1		11		21		22	32

#### Element-Typen:

- = Balken / Decke    Zahlen geben die Element-Nummern an, Nummern für jeden Element-Typ separat.
- ! = Stütze            Stützen-Nummern rechts der Stütze, Wandnummern links
- W = Stahlbeton-Wand
- m = Mauerwerks-Wand

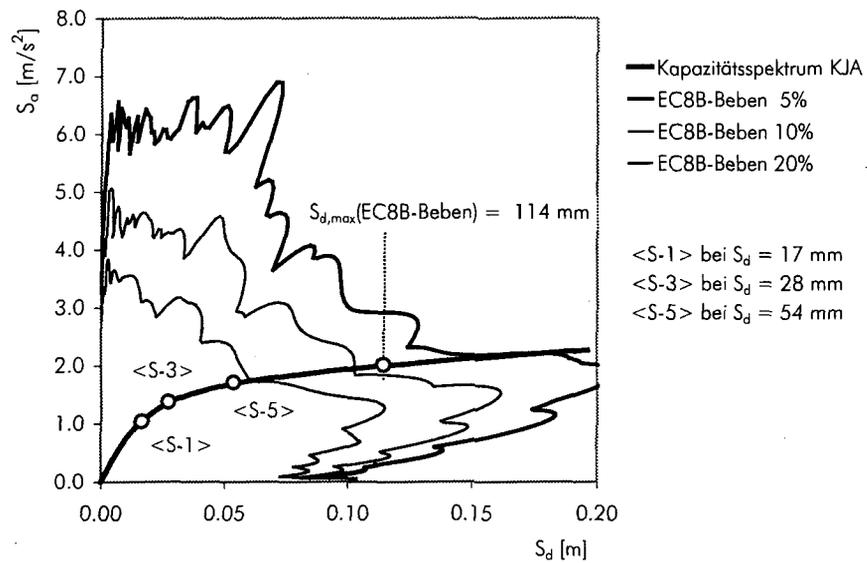
Figur H.22: Schema des Makromodells des Gebäudes KJA, Modellebene 1.

Die senkrecht zur Modell-Ebene stehenden Wände, die mit der Wand bei der Treppe verbunden sind, bilden mit dieser einen komplizierten Querschnitt. Das Erdbeben-Verhalten dieses komplizierten Querschnittes wird aber durch den Schubwiderstand des Mauerwerkes dominiert. Für diesen wiederum haben die querstehenden Wände keinen grossen Einfluss.

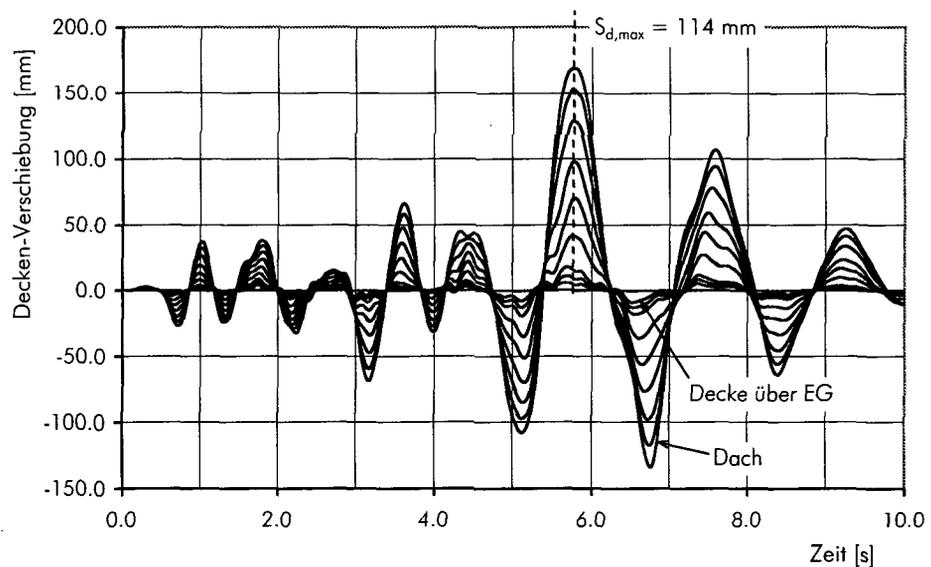
**MODELL-EBENE Nr. 2**

	115	m	116		117	m	118		119	W	120	
		m			m				W			
	51	17m			26m				35W			65
		m			m				W			
		m			m				W			
		m			m				W			
	109	m	110		111	m	112		113	W	114	
		m			m				W			
	50	16m			25m				34W			64
		m			m				W			
		m			m				W			
		m			m				W			
	103	m	104		105	m	106		107	W	108	
		m			m				W			
	49	15m			24m				33W			63
		m			m				W			
		m			m				W			
		m			m				W			
	97	m	98		99	m	100		101	W	102	
		m			m				W			
	48	14m			23m				32W			62
		m			m				W			
		m			m				W			
		m			m				W			
	91	m	92		93	m	94		95	W	96	
		m			m				W			
	47	13m			22m				31W			61
		m			m				W			
		m			m				W			
		m			m				W			
	85	m	86		87	m	88		89	W	90	
		m			m				W			
	46	12m			21m				30W			60
		m			m				W			
		m			m				W			
		m			m				W			
	79	W	80		81	W	82		83	W	84	
		W			W				W			
	45	11W			20W				29W			59
		W			W				W			
		W			W				W			
		W			W				W			
	73	W	74		75	W	76		77	W	78	
		W			W				W			
	44	10W			19W				28W			58
		W			W				W			
		W			W				W			
		W			W				W			
	67		68		69	W	70		71	W	72	
						W				W		
	43			53	18W				27W			57
						W				W		
						W				W		
						W				W		
	61		62		63		64		65		66	
	42			52		54			55		56	

Figur H.23: Schema des Makromodelles des Gebäudes KJA, Modellebene 2.



Figur H.24: Kapazitätsspektrum des Gebäudemodells KJA und spektrale Verschiebungen der Grenzzustände. Zusätzlich sind die Antwortspektren des auf  $2.6$   $m/s^2$  skalierten EC8B-Bebens gegeben mit 5, 10 und 20% Dämpfung. Die maximale spektrale Verschiebung in der Zeitverlaufs-Berechnung des EC8B-Bebens beträgt  $114$  mm.

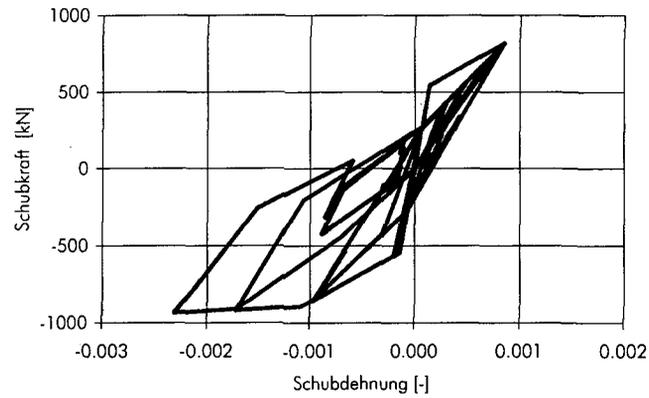


Figur H.25: Decken-Verschiebungen in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung des Modells KJA beim EC8B-Beben mit einer Spitzenbeschleunigung von  $2.6$   $m/s^2$ . Die maximale spektrale Verschiebung in der Zeitverlaufs-Berechnung des EC8B-Bebens beträgt  $114$  mm.

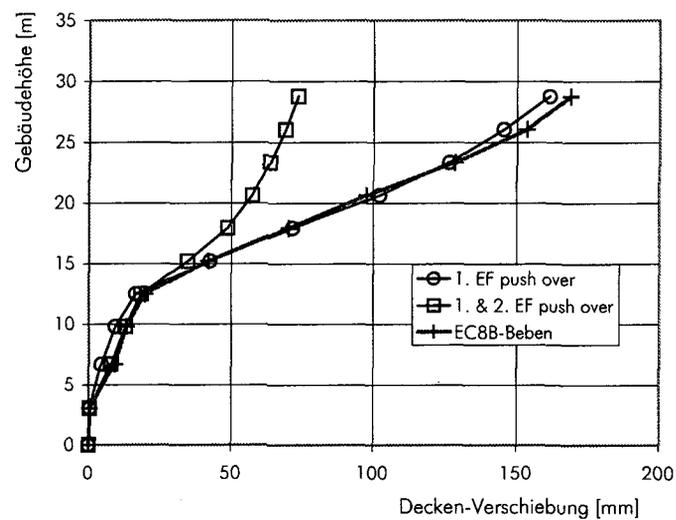
Berechnungs-Verfahren	Spektrale Verschiebung $S_d$ [mm] beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums, primäre Tragwerks-Elemente		
	<S-1>	<S-3>	<S-5>
Kapazitätsspektrum-Verfahren	17	28	54
1. push over Analyse	17 (Mauerwerkswände 6, 14, 23)	28 (Mauerwerkswände 6, 14, 23)	54 (Mauerwerkswände 5, 6, 13, 14, 22, 23)
2. push over Analyse	21 (Mauerwerkswände 4, 12, 21)	39 (Mauerwerkswände 4, 12, 21) 64 (Stahlbetonwand 27)	85 (Mauerwerkswände 4, 12, 21) 103 (Stahlbetonwand 27)
Erdbebenzeitverlaufs-Berechnungen			
Friuli-T	18 (Mauerwerkswände 5, 13, 22)	21 (Stahlbetonwand 18) 33 (Mauerwerkswände 7, 15, 24)	58 (Mauerwerkswände 5, 13, 22) (keine Stahlbetonwand im EG erreicht S-5)
Friuli-L	17 (Mauerwerkswände 4, 12, 21)	27 (Mauerwerkswände 7, 15, 24)	31 (Stahlbetonwand 27) 43 (Mauerwerkswände 8, 16, 25)
EC8B-Beben, $a_{max} = 1.0 \text{ m/s}^2$	15 (Mauerwerkswände 8, 16, 25)	26 (Mauerwerkswände 6, 14, 23) (keine Stahlbetonwand im EG erreicht S-3)	nicht erreicht
EC8B-Beben, $a_{max} = 1.6 \text{ m/s}^2$	15 (Mauerwerkswände 7, 15, 24)	25 (Mauerwerkswände 8, 16, 25) (keine Stahlbetonwand im EG erreicht S-3)	57 (Mauerwerkswände 5, 13, 22)
EC8B-Beben, $a_{max} = 2.6 \text{ m/s}^2$	16 (Mauerwerkswände 5, 13, 22)	24 (Mauerwerkswände 7, 15, 22) 69 (Stahlbetonwand 18)	38 (Stahlbetonwand 18) 72 (Mauerwerkswände 4, 12, 21)

Tabelle H.14: Spektrale Verschiebungen  $S_d$  des Modells KJA beim Erreichen eines Grenzzustands-Kriteriums im Kapazitätsspektrum-Verfahren und in vier nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen.

In mehreren nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen treten Grenzzustände auf, die mit den push over Analysen nicht bereits bei ähnlich kleinen spektralen Verschiebungen vorhergesagt wurden. Insbesondere fällt das Schub-Versagen der Stahlbetonwand 18 auf in der nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung für das auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierte EC8B-Beben. Bei einer Stahlbetonwand im Erdgeschoss tritt der Grenzzustand <S-5> bei einer spektralen Verschiebung auf, die gar kleiner ist als die spektrale Verschiebung, bei welcher der Grenzzustand <S-3> zum ersten Mal erreicht wurde.



Figur H.26: Schub-Hysterese der Stahlbeton-Tragwand 18 in der Zeitverlaufs-Berechnung für das auf  $2.6 \text{ m/s}^2$  skalierte EC8B-Beben.



Figur H.27: Decken-Verschiebungen in den push over Analysen und maximale Decken-Verschiebungen in einer nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnung (EC8B-Beben,  $2.6 \text{ m/s}^2$ ).

Erdbeben	Maximale spektrale Verschiebung $S_d$ [mm]			
	Nicht-lineare Zeitverlaufs- Berechnung	Prinzip gleicher Arbeit bzw. gleicher Verschiebungen	[Miranda et al. 1994]	ATC-40, Prozedur A, Gebäudetyp C
EC8B-Beben, 1.0 m/s <sup>2</sup>	35	28	27	32
EC8B-Beben, 1.6 m/s <sup>2</sup>	74	48	39	57
EC8B-Beben, 2.6 m/s <sup>2</sup>	114	89	60	128
Friuli-T	71	129	75	-
Friuli-L	67	61	46	-

Tabelle H.15: Schätzung der spektralen Verschiebungen für das Gebäudemodell KJA aufgrund des Kapazitätsspektrums und verschiedener Ansätze im Vergleich mit den maximalen spektralen Verschiebungen, die in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen erzielt wurden.

Erdbebenzeitverlauf	maximale Schubkraft an der Modellbasis [kN]		
	Nicht-lineare Zeitverlaufs- Berechnungen	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege- widerstand der Tragwand und mit CEB-Regel (Gleichung 2.4)	Schätzung der Schubkraft aus plastischem Biege- widerstand der Tragwand und der Gleichung 2.5 [ENV 1998-1 1996]
EC8B-Beben, $a_{\max} = 1.6 \text{ m/s}^2$	3'257	3'780 (+16%)	3'750 (+15%)
EC8B-Beben, $a_{\max} = 2.6 \text{ m/s}^2$	4'187	4'230 (+1%)	5'690 (+36%)
Friuli-T	4'130	4'010 (-3%)	6'110 (+48%)
Friuli-L	4'466	4'020 (-10%)	5'580 (+25%)

Tabelle H.16: Maximale Schubkraft an der Modellbasis in den nicht-linearen Zeitverlaufs-Berechnungen des Modelles KJA und zufolge Schätzungen aufgrund der ersten push over Analyse.

## H.6 Lineare Vergleichsberechnungen

In diesem Abschnitt wird erläutert, wie die linearen Berechnungen der Beispielgebäude durchgeführt wurden. Die linearen Berechnungen wurden für einen Vergleich der Berechnungs-Verfahren benützt (Tabelle 4.12).

### Vorgehen bei der Anwendung des Ersatzkraft-Verfahrens

Norm SIA 160, 1989

Die linear statischen Berechnungen wurden nach dem Vorbild des Ersatzkraft-Verfahrens gemäss der Norm SIA 160, Ausgabe 1989, durchgeführt [SIA 160 1989]. Dieses Verfahren kann auf fast alle Gebäude angewendet werden. Das "vereinfachte Antwortspektren-Verfahren" der Europäischen Vornormen [ENV 1998-1 1996] ist nur dann anwendbar, wenn höhere Eigenformen das Erdbeben-Verhalten nicht wesentlich beeinflussen.

Antwortspektrum ENV 1998-1

In Abweichung von der Norm SIA 160 wurde die Erdbeben-Einwirkung mit dem Antwortspektrum der Europäischen Vornormen für die Bodenklasse B berechnet. Das bedeutet, dass die maximale Amplifikation der Bodenbeschleunigung 2.50 anstelle 2.12 beträgt. Die Eckfrequenzen liegen bei 1.67 und 6.67 Hertz anstelle von 2.0 und 10 Hertz.

Vergleichsbasis

Weil das wichtigste Ziel der Arbeit der Vergleich zwischen den Berechnungs-Verfahren ist, wurde die Berechnung der Ersatzkräfte so umformuliert, dass die Ersatzkräfte mit dem Widerstand der Tragwerks-Elemente des Idarc2d-Makromodelles verglichen werden können. Der seitliche Widerstand des Tragwerks hat nach Norm SIA 160 mindestens zu betragen:

$$\frac{R}{\gamma_R} \geq Q_{acc} = \frac{a_h}{g} \cdot (G_m + \Sigma \Psi_{acc} \cdot Q_r) \cdot \frac{C_d}{K}$$

Gemäss der Dokumentation SIA D045 [SIA D045 1989] kann der Bemessungsbeiwert  $C_d = 0.65$  als Kehrwert des Produktes des Widerstandsbeiwertes  $\gamma_R$  und des Überfestigkeitsfaktors  $\lambda_0$  interpretiert werden. Daraus ergibt sich:

$$R \cdot \lambda_0 \geq Q_{acc}^* = \frac{a_h}{g} \cdot (G_m + \Sigma \Psi_{acc} \cdot Q_r) \cdot \frac{1}{K}$$

Für die Versagens-Wahrscheinlichkeit eines nach der Norm SIA 160 bemessenen Gebäudes wird in der Dokumentation [SIA D045 1989] der Wert von 16% genannt. Dies wird so interpretiert, dass die Erdbebenschnittkräfte kleiner oder gleich der 16%-Fraktile des Widerstandes eines Tragwerk-Elementes sein müssen. Somit kann der Widerstand  $R \cdot \lambda_0$  der 16%-Fraktile gleichgesetzt werden. Dieser Wert entspricht in guter Näherung dem Widerstand beim Beginn des Fliessens (PY) der Elemente in den nicht-linearen Makromodellen. Aus der Auswertung von Versuchsdaten resultiert, dass der Schubwiderstand PY rund 90% des Erwartungswertes des Widerstandes beträgt oder der Grössenordnung nach der 16%-Fraktile entspricht. In den nicht-linearen Berechnungen wird der Erwartungswert des Widerstandes bei grösseren Verformungen mit der Verfestigung erreicht.

Die im Ersatzkraft-Verfahren berücksichtigten Massen des Gebäudes bzw. des Inhaltes wurden den Modellmassen gleichgesetzt und die erste Eigenfrequenz wurde der Analyse des Makromodelles entnommen. Der Verformungsbeiwert  $K$  wurde gemäss der Tabelle 33 der Norm SIA 160 bestimmt. Für Gebäude der Bauwerksklasse I mit Stahlbeton-Tragwänden beträgt der Verformungsbeiwert  $K = 2$ . In jenen Gebäuden, wo tragende Wände aus Mauerwerk einen massgeblichen Anteil am Widerstand haben, wurde der Verformungsbeiwert gleich  $K=1.2$  (BWK I) gewählt. In Übereinstimmung mit dem Absatz 4 19 501 wurden plastische Umlagerungen bis zu 25% der elastisch ermittelten Beanspruchungen vorgenommen (Bauwerksklassen I und II).

### Vorgehen bei der Anwendung des Antwortspektren-Verfahrens

ENV 1998-1-1,  
ENV 1998-1-2,  
ENV 1998-1-3

Das Antwortspektren-Verfahren wird nach dem "Antwortspektren-Verfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen" (Abschnitt 3.3.3 der Europäischen Vornormen ENV 1998-1-2, [ENV 1998-1 1996]) durchgeführt. Dies betrifft insbesondere die Berechnung der Eigenformen mit den ungerissenen Querschnitts-Eigenschaften {siehe ENV 1998-1-2, 3.1 (5)}, die Regeln zur Bestimmung der zu berücksichtigenden Eigenformen und die Schnittkraft-Kombination nach der Regel SRSS. Der Bedeutungsbeiwert wurde gleich  $\gamma_1 = 1.0$  gewählt und die Abminderung der elastischen Schnittkräfte mit dem Verhaltensbeiwert  $q$  wurde so bestimmt wie es die Normen für ein Tragwerk der Zähigkeitsklasse DC "L" vorsehen. Wo Mauerwerk massgeblich am Widerstand beteiligt ist, beträgt  $q=1.5$  {ENV 1998-1-3, 5.3 (Tabelle 5.1)}. Eine Schnittkraft-Umlagerung in Stahlbeton-Tragwänden von bis zu 30% {ENV 1998-1-3, 2.11.1.2 (3)} wurde – wo möglich – vorgenommen. In Mauerwerks-Wänden wurde eine Umlagerung innerhalb der folgenden Grenzen vorgenommen: bis zu einer Reduktion von 30%, wenn dadurch die Beanspruchungs-Vergrösserung einer anderen Wand 50% nicht überschreitet {ENV 1998-1-3, 5.4 (6)}.

Vergleichsbasis

Der Widerstand  $R_d$ , den ein Tragwerks-Element aufweisen muss gemäss den Europäischen Normen, berechnet sich aus den Erdbebenkräften  $E_d$  folgendermassen:  $R_d \geq E_d$ , wobei  $R_d = R(X_d, \alpha_d) = R(\{X_k/\gamma_M\}, \dots)$ . Es handelt sich damit nicht um einen Widerstand, der etwa der 16%-Fraktile des Element-Widerstandes entspricht. Vielmehr handelt es sich um einen Bemessungs-Widerstand berechnet z.B. aus der 5%-Fraktile eines Materialwiderstandes ( $X_k$ ), dividiert durch einen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_M$ . Der Bemessungswert für z.B. die Schubwand B2, die von [Oesterle 1976] getestet wurde, beträgt 420 kN. Mit Idarc2d, Version 561ida302 wird aus mittleren Material-Eigenschaften der Schubwiderstand gleich 528 kN ermittelt, oder rund 26% mehr.

Um die Verfahren vergleichen zu können wurde hier darauf verzichtet, den Widerstand der Tragwerks-Elemente gemäss den Europäischen Normen zu berechnen. Der Tragwerk-Element-Widerstand wurde ebenfalls gleich dem Widerstand bei Fließbeginn (PY) des Tragwerk-Elementes im Makromodell gesetzt.



# J Probabilistische Berechnungen

## J.1 Warum probabilistische Untersuchungen ?

Berechnung der Versagens-Wahrscheinlichkeit

Probabilistische Berechnungen sind bei der detaillierten Untersuchung der Tragsicherheit in der Theorie der ideale Ansatz. Denn der Nachweis der Tragsicherheit ist grundsätzlich der Nachweis, dass die vorhandene Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_f$  kleiner ist als eine akzeptierte Versagens-Wahrscheinlichkeit bzw. die vorhandene Zuverlässigkeit  $(1 - p_f)$  grösser ist als eine minimal geforderte Zuverlässigkeit.

Abdecken der massgebenden Mechanismen

Durch das mögliche Auftreten von nicht-duktilen und duktilen inelastischen Mechanismen besteht eine grosse Bandbreite des möglichen Erdbeben-Verhaltens von Stahlbeton-Tragwerken. Es ist daher wichtig, zu wissen, ob ein duktiler oder ein nicht-duktiler Mechanismus das Gebäude-Verhalten bestimmt.

Bei der Berechnung eines komplizierten Tragwerks ist es nicht offensichtlich, wie die Elemente zusammenwirken. Und es ist nicht offensichtlich, was die Folge ist, wenn für den Biege- und Widerstand einer Tragwand ein kleinerer Wert als der tatsächliche Widerstand gewählt wird. Es ist dann möglich, dass durch den kleineren Widerstand ein Biegemechanismus anstelle eines Schubmechanismus detektiert wird und daher die globale Duktilität überschätzt wird. Dann würde das Erdbeben-Verhalten überschätzt.

## J.2 Untersuchung einer norm-konform bemessenen Tragwand

### Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters

In Abschnitt 5.1.4, "Zuverlässigkeits-Analyse mit dem Erdbebentauglichkeits-Parameter" wird erläutert, wie das Erdbeben-Verhalten eines Tragwerks beschrieben werden kann, damit eine einfache Grenzzustands-Gleichung formuliert werden kann (Gleichung 5.5). Um also das Modell des Erdbebentauglichkeits-Parameters sowie die vorgeschlagenen Werte für die Norm-Versagens-Wahrscheinlichkeit  $p_{fRO}$  und den Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $(s_{ak})_d$  zu testen, wurde eine Tragwand, die genau nach der Norm SIA 160 auf Erdbeben bemessen wurde, untersucht. Es handelt sich um eine Tragwand, die ungefähr dem Modell 'VID ohne Stützen' entspricht. Sie wurde als Tragwand der Bauwerksklasse I dimensioniert, so dass sie einem Erdbeben mit einer "wirksamen" Bodenbeschleunigung von  $2.5 \text{ m/s}^2$  widersteht. Der Verformungsbeiwert  $K$  beträgt dabei 2.0.

Es wurden zwei Berechnungen der Tragwand mit dem Monte-Carlo-Verfahren durchgeführt. Die Modell-Eigenschaften wurden hierzu auf zwei unterschiedliche Arten

variiert. Tabelle J.1 zeigt die Resultate dieser beiden Berechnungen. Die Verteilungsfunktionen, die sich aus dem Monte-Carlo-Verfahren ergaben, wurden in dem Sinne ausgewertet, als die Norm-Versagens-Wahrscheinlichkeit von 16% als gegeben angenommen wurde und somit der Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters als die 16%-Fraktile bestimmt werden konnte.

Ansatz		Resultat
	theoretische Herleitung	$(s_{ak})_d = S_o(f_0) = 6.25 \text{ m/s}^2$
1	Monte-Carlo-Verfahren basierend auf der Variation der Material-Eigenschaften	$(s_{ak})_d = 7.5$
2	Monte-Carlo-Verfahren basierend auf der Variation der Element-Eigenschaften mit Zufallsgenerator und Schätzung des mittleren Schubwiderstandes aufgrund von Laborversuchen	$(s_{ak})_d = 4.4$

Tabelle J.1: Tests der Zuverlässigkeits-Analyse mit dem Erdbebentauglichkeits-Parameter mit zwei verschiedenen Ansätzen an einer norm-konform bemessenen, kragarm-förmigen Tragwand, die mit einer Spektralbeschleunigung von  $6.25 \text{ m/s}^2$  angeregt wird.

In der ersten Berechnung wurden die Eigenschaften der Modelle variiert, indem die Material-Eigenschaften variiert wurden und die Eigenschaften jedes Modelles aus den gegebenen Material-Eigenschaften berechnet wurde. Es ergibt sich ein Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters, der etwas grösser ist als der theoretische Wert. Dies erscheint als plausibel, denn die Bemessung orientierte sich am Widerstand beim Fließbeginn und das Modell des Erdbebentauglichkeits-Parameters wird für den Widerstand bei der Erdbebenkapazität berechnet, also bei einem hier grösseren Widerstand.

Hingegen zeigt die zweite Berechnung einen deutlich geringeren Wert für  $(s_{ak})_d$ . Diese Berechnung wurde mit der Streuung der Modell-Eigenschaften durch Zufallszahlen erzeugt, deren Verteilungsfunktion an Versuchen kalibriert wurde. Ein Grund dafür ist, dass beim Schubwiderstand der gewählte Faktor der Überfestigkeit von  $\lambda_0 = 1.2$ , die Norm-Versagens-Wahrscheinlichkeit und die zur Verfügung stehenden Daten zu Labor-Versuchen an Tragwänden nicht "zusammenpassen". Mehr zum Schubwiderstand findet sich im folgenden Abschnitt "Schubwiderstand einer Stahlbeton-Tragwand".

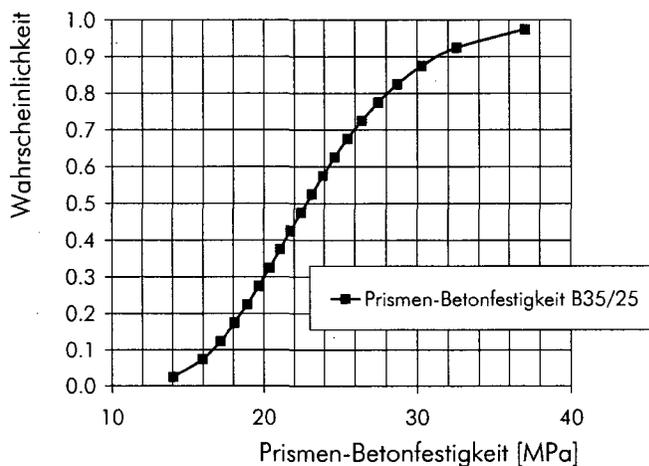
(1) Variation der Material-Eigenschaften

Für die erste probabilistische Berechnung der norm-konformen Tragwand wurden die Element-Eigenschaften aus variierenden Material-Eigenschaften im Programm Idarc2d, Version 561ida302 berechnet. Die Querschnitts-Eigenschaften wurden so festgelegt, dass für Bemessungs-Kennwerte des Betons und des Bewehrungsstahls der Widerstand resultiert, der zufolge der Bemessung nach SIA 160 erforderlich ist. Zur Variation der Modell-Eigenschaften wurden 20 Werte der Prismen-Druckfestigkeit des Betons so festgelegt, dass jeder Wert in der angestrebten Verteilungsfunktion ein Intervall mit einer Eintretens-Wahrscheinlichkeit von  $1/20$  repräsentiert. So ergeben

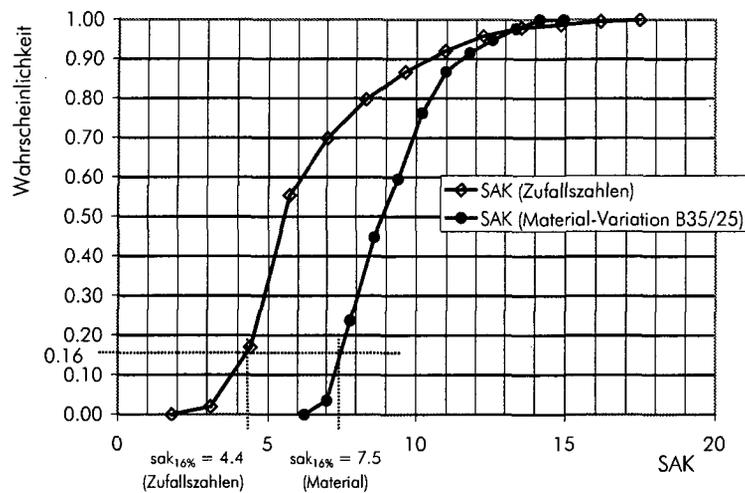
sich 20 Werte der Prismendruckfestigkeit. Diese sind in Figur J.1 abgebildet, für die Betonsorten B35/25 und zu Vergleichszwecken auch B45/35. Die übrigen mechanischen Parameter des Betons wurden aus der Druckfestigkeit abgeleitet. Für den Bewehrungsstahl S500 wurden ebenfalls 20 Gruppen mechanischer Eigenschaften bestimmt und mit den Betoneigenschaften kombiniert, so dass sich 400 verschiedene Modell-Variationen ergaben.

Diese Modell-Variationen unterschätzen die Streuung z.B. des Schubwiderstandes, denn die Streuung des Schubwiderstandes kommt nicht nur durch die Streuung der Material-Eigenschaften zustande. Die in dieser Berechnung ermittelte Verteilungsfunktion der Erdbebentauglichkeit dürfte daher zu wenig breit streuen.

In Figur J.2 ist die Verteilungsfunktion des so berechneten Erdbebentauglichkeits-Parameters dargestellt. Die 16%-Fraktile beträgt  $sak_{1,6\%} = 7.5$ .



Figur J.1: Prismen-Betondruckfestigkeit, einer Lognormal-Verteilung folgend, der Betonsorten B35/25 und B45/35.

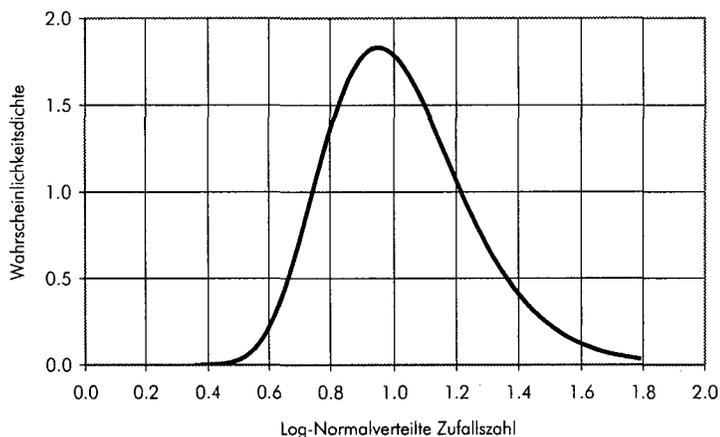


Figur J.2: Verteilungsfunktionen des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $sak$  für ein normen-konformes Gebäudemodell nach zwei unterschiedlichen Berechnungen. Eine Berechnung beruht auf der Variation der Material-Eigenschaften mit einem Beton B35/25 und dem Bewehrungsstahl S500. Die andere Berechnung beruht auf der Variation der Element-Eigenschaften mit einem Zufallsgenerator. Hier wurde der mittlere Schubwiderstand aufgrund einer Annahme für den Fraktilwert des Bemessungs-Widerstandes festgelegt (32%-Fraktile).

## (2) Zufallszahlen

In der zweiten Berechnung wurden die Element-Eigenschaften, d.h. die Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehungen mit Zufallszahlen variiert. Es wurden 1000 Simulationen durchgeführt. Die Zufallszahlen folgen einer Lognormal-Verteilung mit Erwartungswert Eins und der Varianz von  $0.20^2$  für den Schubwiderstand und  $0.05^2$  für den Biege- und Schubwiderstand. Die mittleren Eigenschaften der Elemente wurden ausgehend vom Bemessungs-Widerstand, dessen Fraktile-Wert und der Varianz festgelegt. Zur Bestimmung des mittleren Schubwiderstandes wurden Labor-Versuche beigezogen (Figur J.4). Indessen ist die resultierende Verteilungsfunktion deutlich verschieden von der Verteilungsfunktion, die für variierende Material-Eigenschaften (massgebend: B35/25) berechnet wurde (Figur J.2).

Diese Kurve wurde für einen mittleren Schubwiderstand der Tragwand von 6800 kN berechnet. Aufgrund des an Labor-Versuchen kalibrierten Modelles für den Schubwiderstand von Stahlbeton-Wänden ergibt sich, dass bei einem Variationskoeffizienten von 0.20 der Widerstand bei Überfestigkeit vielmehr dem Fraktilewert von 32% entspricht. Für diesen Fall wurde ein Bemessungswert des Erdbebentauglichkeits-Parameters von  $(sak)_d = 4.4$  ermittelt.

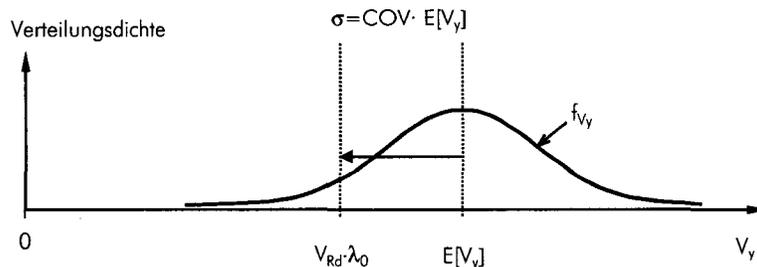


Figur J.3: Verteilungsdichte der Zufallszahl, mit welcher der Schubwiderstand einer Stahlbeton-Tragwand für die Monte-Carlo-Simulationen multipliziert wurde. Der Erwartungswert der Zufallszahl beträgt 1.0 und ihre Varianz  $0.20^2$ .

### Schubwiderstand einer Stahlbeton-Tragwand

Labor-Versuche

Der Schubwiderstand einer Stahlbeton-Tragwand ist für deren Erdbeben-Verhalten von zentraler Bedeutung. Es wurden daher 21 Labor-Versuche ausgewertet, um die Berechnung des Schubwiderstandes zu kalibrieren (Anhang F, "Bestimmung der Eigenschaften der Makroelemente").



aus 21 Laborversuchen: Widerstands-Modell  $\{A_{cn} \cdot f(E[f_{c,zyl}], E[f_{y,zyl}])\}$ , kalibriert:  
 Mittelwert  $E[V_y] = A_{cn} \cdot f(E[f_{c,zyl}], E[f_{y,zyl}]) \cdot \text{mod}; \rightarrow E[\text{mod}]$   
 Variationskoeffizient  $\text{COV} = 0.18; \rightarrow \text{Var}[\text{mod}]$   
 16%-Fraktile  $E[V_y] \cdot (1 - \text{COV})$

aus Theorie [SIA D045 1989]: 16%-Fraktile (siehe Gleichung 5.6)  
 Bemessungswert  $V_{Rd} \cdot \lambda_0 = A_{cn} \cdot f(f_c, f_y) \cdot \lambda_0 = A_{cn} \cdot (2 \cdot [f_c]^{0.5} + \rho_h \cdot f_y) \cdot 1.2$

Figur J.4: Schätzung von Fraktilwerten des Schubwiderstandes einer Stahlbeton-Tragwand mit einer Normal-Verteilung.

Versagens-Wahrscheinlichkeit einer Tragwand unter Schubkräften

Um einen Anhaltspunkt zu erhalten für die Varianz des Widerstandes in Funktion der Material-Eigenschaften (bzw. deren Varianz), wurde im Sinne einer probabilistischen Zuverlässigkeits-Analyse der Schubwiderstand einer Tragwand untersucht.

Einerseits ist aus den oben erwähnten Labor-Versuchen bekannt, wie stark der Schubwiderstand effektiv streut (Figur J.4). Andererseits kann der Widerstand bei Überfestigkeit aufgrund der bei der Bemessung üblichen Formeln berechnet werden ( $V_R \cdot \lambda_0$ ).

Das Widerstands-Modell wurde aus der Schubwiderstands-Gleichung für schlanke Tragwände hergeleitet (Gleichung 21-6 in [ACI 318-95 1995]) und mit einem Modell-Unsicherheitsfaktor  $\text{mod}$  ergänzt, dessen Parameter durch einen Vergleich zwischen Labor-Versuchen an den 21 Tragwänden und der ACI-Formel 21-6 bestimmt wurden (Gleichung J.1). Der Einfachheit halber wurde ein konstanter Schub-Bewehrungsgehalt von 0.5% angenommen. Für die Berechnung der Verteilungsfunktion der Basisvariablen  $R$  wurde das Programm VaP benützt [Petschacher 1994].

$$R = A_{cn} \cdot (\text{mod}) \cdot (2 \cdot \sqrt{f_{c,zyl}} + 0.005 \cdot f_y) - r_d \quad (\text{J.1})$$

- $\text{mod}$     Modell-Unsicherheitsfaktor; der Vergleich mit 21 Laborversuchen an Stahlbeton-Tragwänden, die unter Schub versagten, ergab, dass  $E[\text{mod}] = 1.14$  und die Standardabweichung  $\text{Var}[\text{mod}] = \sigma^2 = (0.21)^2$
- $f_{c,zyl}$     rechnerische Betonfestigkeit eines Zylinders
- $f_y$         Fließgrenze des Stahles
- $r_d$         Bemessungs-Widerstand

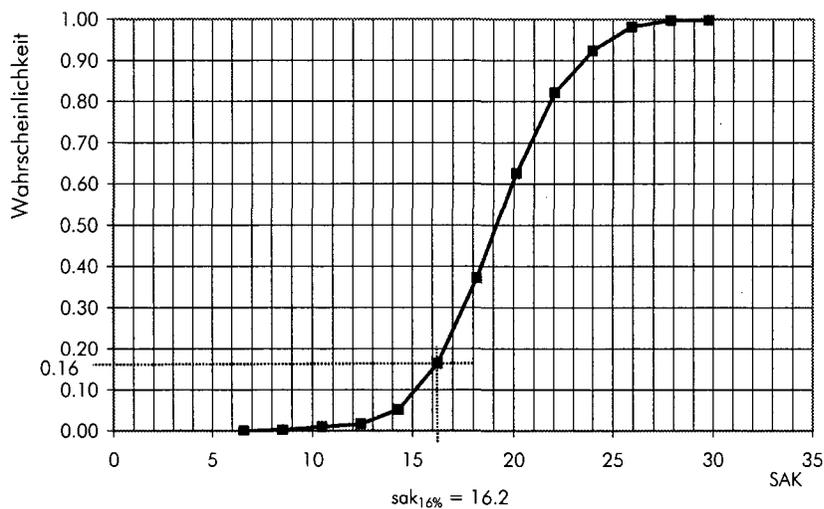
Es ergibt sich folgendes Resultat: geht man von dem kalibrierten Widerstands-Modell aus, so ergibt sich für die untersuchte Tragwand ein mittlerer Schub-Widerstand von rund 6800 kN. In dieser Verteilung ist der Widerstand für den Bemessungs-Widerstand ( $V_R \cdot \lambda_0 = 6100$  kN) gleich der 32%-Fraktile.

Geht man indessen davon aus, dass der Bemessungs-Widerstand ( $V_R \cdot \lambda_0$ ) gleich der 16%-Fraktile ist und dass der Variationskoeffizient 0.20 beträgt, so ergibt sich ein mittlerer Schubwiderstand von rund 9400 kN.

### J.3 Monte-Carlo-Verfahren angewandt auf Beispielgebäude

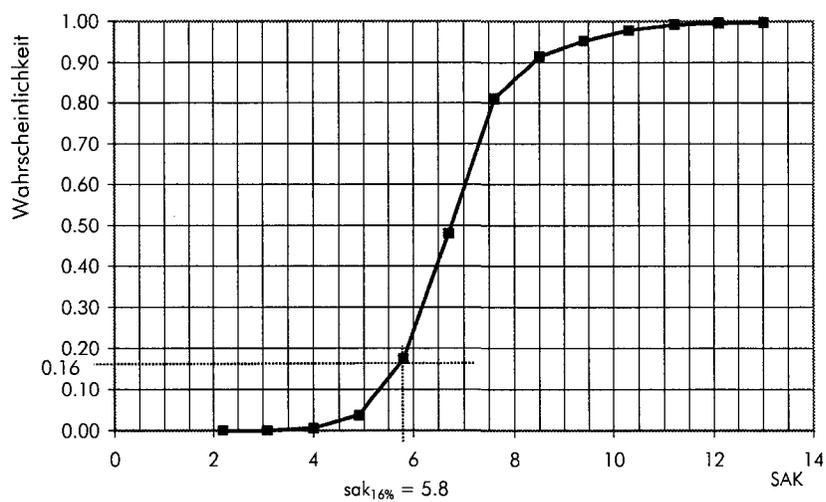
Jedes Beispielgebäude wurde für die Zuverlässigkeits-Analyse mit dem Monte-Carlo-Verfahren berechnet. Es wurden jeweils 300 Simulationen durchgeführt. Dazu wurden die (mittleren) Element-Eigenschaften unter Verwendung von Zufallszahlen variiert, so wie dies im vorgehenden Abschnitt (Verfahren 2 nach Tabelle J.1) erläutert wurde. Der Variationskoeffizient für den Schubwiderstand wurde gleich 0.20 und für den Biege-Widerstand 0.05 gewählt. Die mittleren Element-Eigenschaften wurden aus den mittleren Material-Eigenschaften berechnet (siehe Abschnitt H.1, "Material-Eigenschaften") und entsprechen den Element-Eigenschaften, die für die Berechnungen ermittelt wurden, die im Anhang H, "Nichtlineare Berechnungen von Beispielgebäuden" dargestellt sind.

### J.3.1 Gebäude VID



Figur J.5: Verteilungsfunktion des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $sak$  für das Beispielgebäude VID.

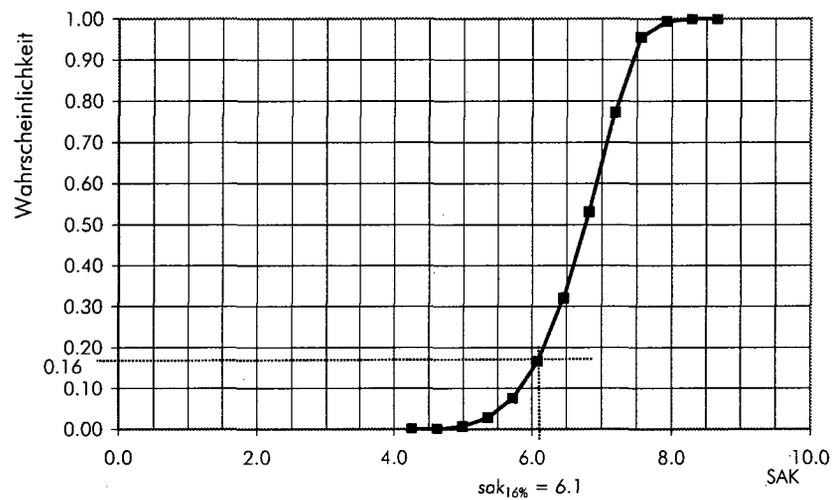
### J.3.2 Gebäude 'VID-Schub'



Figur J.6: Verteilungsfunktion des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $sak$  für das Beispielgebäude 'VID-Schub'.

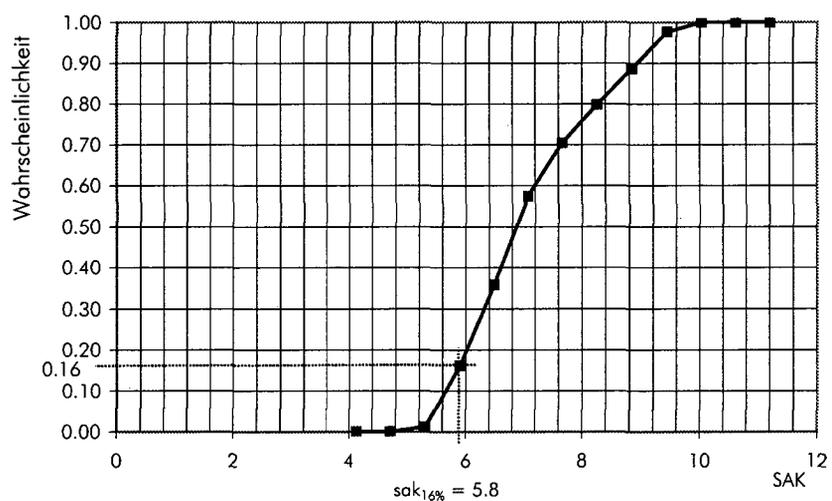
### J.3.3 Gebäude CED

Wegen vielen sekundären Tragwerks-Elementen, die in grosser Anzahl vor den primären Tragwerks-Elementen die Grenzzustände erreichen, wurde erst beim fünften Element, das einen Grenzzustand erreicht, angenommen, dass das der Grenzzustand für das ganze Tragwerk gültig sei.



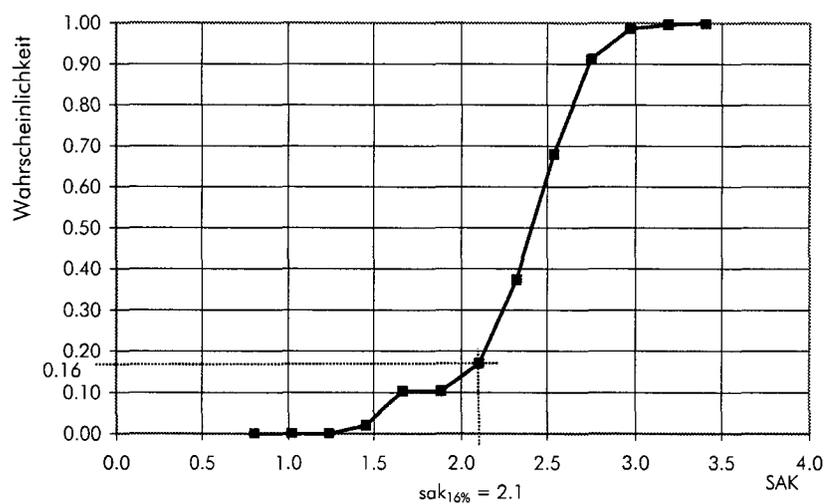
Figur J.7: Verteilungsfunktion des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $sak$  für das Beispielgebäude CED.

### J.3.4 Gebäude PMS



Figur J.8: Verteilungsfunktion des Erdbebentauglichkeits-Parameters  $sak$  für das Beispielgebäude PMS.

### J.3.5 Gebäude KJA



Figur J.9: Verteilungsfunktion des Erdbhebentauglichkeits-Parameters  $sak$  für das Beispielgebäude KJA.



## Literaturverzeichnis

- ABK, 1984; *Methodology for Mitigation for Seismic Hazards in Existing Unreinforced Masonry Buildings: the Methodology*, ABK-TR-08, Agbabian & Associates, S.B. Barnes & Associates, Kariotis & Associates, El Segundo, California, USA
- American Concrete Institute (ACI), 1995; *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*, American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan, USA
- Aoyama H., 1981; *A Method for the Evaluation of the Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 14, No. 3, P. 105 – 130, September 1981
- Applied Technology Council (ATC), 1996; *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, November 1996
- Bachmann H., 1994; *Hochbau für Ingenieure, eine Einführung*, vdf Hochschulverlag AG, Zürich, & B.G. Teubner, Stuttgart
- Bachmann H., 1995; *Erdbebensicherung von Bauwerken*, Birkhäuser Verlag, Basel
- Bachmann H., Darbre G.R., Deichmann N., Koller M.G., Studer J., Tiniç S., Tissières P., Wenk Th., Wieland M., Zwicky P., 1998a; *Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung in der Schweiz*, Schweizer Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik (SGEB), SIA-Dokumentation D 0150
- Bachmann H., Wenk Th., 1998b; *Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl*, Schweizer Ingenieur und Architekt, No. 29, P. 544 -551
- Badoux M., 1998; *Comparison of Seismic Retrofitting Strategies with the Capacity Spectrum Method*, 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, September 6-11<sup>th</sup> 1998, Paris, A.A.Balkema, Rotterdam
- Bailey, S.F., 1996; *Basic Principles and Load Models for the Structural Safety Evaluation of Existing Road Bridges*, thèse No. 1467, EPF Lausanne
- Bertero V.V., 1996; *The Need for Multi-level Seismic Design Criteria*, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 2120
- Betonkalender, 1959; *Betonkalender*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Bietti, 1976; *Friuli, 6 maggio ore 21.6*, Casa Editrice Bietti, Milano
- Blakeley R.W.G., Cooney R.C., Megget L.M., 1975; *Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 4, P. 278 – 290, 1975
- Bonacci J.F., 1994; *Design Forces for Drift and Damage Control: a Second Look at the Substitute Structure Approach*, Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2, P. 319 – 331

- Brühwiler E., 2000; *Sicherheit und Zuverlässigkeit in der Konstruktion*, Nachdiplomkurs Risiko und Sicherheit technischer Systeme, Modul V3, EPF Lausanne, Januar 2000
- Bruneau M., 1994; *Seismic Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings - a State-of-the-Art Report*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, No. 3, P. 512 – 539, 1994
- Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), 1991; *Handbuch I zur Störfallverordnung StfV*, Bern, Juni 1991
- Bundesamt für Zivilschutz, 1995; *KATANOS, Katastrophen und Notlagen in der Schweiz, Eine vergleichende Übersicht*, Bern
- Bürge M., Kölz E., Neujahr M., Schneider J. , 1997; *Festlegung von Handlungsprioritäten für die Erdbebensicherung bestehender Bauten*, Referat an der D-A-CH-Tagung vom 25./26.9.1997 in Zürich, SIA-Dokumentation D 0145
- Chopra A.K., 1995; *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, USA
- Comité Européen du Béton (CEB), 1985; *CEB Model Code for Seismic Design of Concrete Structures*, Bulletin d'Information, No. 165, Lausanne, 1985
- Cosenza E., Manfredi G., Ralfonzo R., 2000; *Torsional Effects And Regularity Conditions In RC Buildings*, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2551
- Dazio A., Wenk Th., Bachmann H., 1999; *Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*, IBK Bericht Nr. 239, März 1999, Birkhäuser Verlag, Basel
- Dazio A., Bachmann H., 2000; *State of the Seismic Design and Detailing of Buildings With RC Structural Walls in Europe*, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 526
- Derecho A.T., Corley W.G., 1984; *Design Requirements for Structural Walls in Multistory Buildings*, 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, P. 541 – 548, 1984
- Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich (EMPA), 1942; *Festigkeit und Verformung von auf Biegung beanspruchten Eisenbeton-Balken (bewehrt mit Tor-Stahl, hochwertigem Stahl ST 52, Normalstahl ST N*, EMPA Bericht Nr. 141, Oktober 1942
- Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich (EMPA), 1950; *Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbetonbauweise*, Beilage zum XXXIX. Jahresbericht des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten, Bericht Nr. 162
- Europäisches Komitee für Normung, 1991 (ENV 1992-1-1); *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1; Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*, Europäische Vornorm ENV 1992-1-1, Ausgabe 1991

- Europäisches Komitee für Normung, 1996 (ENV 1998-1);  
*Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1;*  
*Teil 1-1, Grundlagen – Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke, Europäische Vornorm ENV 1998-1-1, Ausgabe 1994;*  
*Teil 1-2, Grundlagen –Allgemeine Regeln für Hochbauten, Europäische Vornorm ENV 1998-1-2, Ausgabe 1994*  
*Teil 1-3, Grundlagen – Baustoffspezifische Regeln für Hochbauten, Europäische Vornorm ENV 1998-1-3, Ausgabe 1995*  
*Teil 1-4, Grundlagen – Verstärkung und Reparatur von Hochbauten, Europäische Vornorm ENV 1998-1-4, Ausgabe 1996*
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1992; *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*, FEMA-178, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., June 1992
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997a; *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., October 1997
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997b; *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-274, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., October 1997
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1999a; *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, Basic Procedures Manual, FEMA-306, 1999
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1999b; *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, Technical Resources, FEMA-307, 1999
- Fintel M., 1995; *Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years*, PCI Journal, Vol. 40, No. 3, P. 62 – 80
- Freeman S.A., Nicoletti J.P., Tyrell J.V., 1975; *Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*, Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineers, EERI, P. 113-122, Berkeley
- Freeman S.A., 1998; *The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design*, 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, September 6-11<sup>th</sup> 1998, Paris, A.A.Balkema, Rotterdam
- Ganz H., Thürlimann B., 1984; *Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft*, IBK-Bericht Nr. 7502-4, Birkhäuser Verlag, Basel
- Grünthal G., Musson R.M.W., Schwarz J., Stucchi M., 1998; *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98)*, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Conseil de l'Europe, Luxembourg
- Haldi P.-A., 1999; *Analyse de risque, cours postgrade EPF "risque et sécurité de systèmes techniques"*, module G2, Laboratoire de systèmes énergétiques, EPF Lausanne

- Haller M., 1999; *Risiko-Management*, Kursunterlagen des ETH-Nachdiplomkurses "Risiko und Sicherheit technischer Systeme", Modul WW1, Institut für Versicherungswirtschaft, Universität St. Gallen
- Hamburger R.O., 1997; *The Challenge of Existing Buildings*, Keynote Address to the 49th EERI Annual Meeting, Austin, Texas - February 13, 1997
- Hirosawa M., Sugano S., Kaminosono T., 1994; *Seismic Evaluation Method and Restoration Techniques for Existing and Damaged Buildings in Japan*, Building Research Institute, Ministry of Construction, October 1994
- Hoag E., 1995; *The Effect of the Loma Prieta Earthquake on California Migration*, Demographic Research Unit, 915L Street, Sacramento, CA 95814
- Holmes W.T., 1996; *Seismic Evaluation of Existing Buildings, State of the Practice*, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 2008
- Holmes W.T., 2000; *Risk Assessment and Retrofit of Existing Buildings*, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2826
- Impulsprogramm Bau (IP Bau), 1992; *Zustandsuntersuchungen an bestehenden Bauwerken – Leitfaden für Bauingenieure*, Bundesamt für Konjunkturfragen, Bern
- Iqbal M., Derecho A.T., 1980; *Inertial Forces over Height of Reinforced Concrete Structural Walls During Earthquakes*, Reinforced Concrete Structures subjected to Wind and Earthquake Forces, ACI Publication SP-63, P. 173 – 196, 1980
- Islam M.S., Gupta B., Kunnath S., 1998; *A Critical Review of State-of-the-Art Analytical Tools and Acceptance Criterion in Light of Observed Response of an Instrumented Nonductile Concrete Frame Building*, EERI – 6<sup>th</sup> US. National Conference on Earthquake Engineering
- Jaccoud J.-P., Fleury B., 1997; *Murs en maçonnerie*, Cours de structures, Institut de statique et structures - Béton Armé et Précontraint, EPF Lausanne
- Keintzel E., 1990; *Seismic Design Shear Forces in RC Cantilever Shear Wall Structures*, *European Earthquake Engineering*, Vol. 3, P. 7 – 16
- Kölz E., 2000; *Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude: Beurteilung des kantonalen Gebäudebestandes im Aargau*, SGEB-Tagung "Erdbebenvorsorge in der Schweiz, Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken", 7./8. September 2000, Dokumentation SIA D160
- Kunnath S.K., Valles-Mattox R.E., Reinhorn A.M., 1996; *Evaluation of Seismic Damageability of a Typical R/C Building in Midwest United States*, 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 1300
- Laengle E.O., 1970; *Preisbedingte Gestaltungstendenzen im Stahlbetonbau*, Schweizerische Technische Zeitschrift, 10.12.1970

- Lawson R.S., Vance V., Krawinkler H., 1994; *Nonlinear Static Push-Over Analysis - why, when, and how ?* EERI – 5<sup>th</sup> National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, P. 283 – 292
- Lestuzzi P., Wenk Th., Bachmann H., 1999; *Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator*, IBK Bericht Nr. 240, April 1999, Birkhäuser Verlag, Basel
- Lew H.S., 1997; *Evaluation of Seismic Performance Parameters*, in: *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, editors Fajfar P., Krawinkler H. & A.A. Balkema, Rotterdam
- Loda M., 1990; *Erdbeben, Wiederaufbau und industrielle Entwicklung in Friaul*, Münchner Geographische Hefte, Nr. 65, Geographisches Institut der Technischen Universität München, Verlag Michael Lassleben, Kallmünz, Deutschland
- Magenes G, Calvi G.M., 1997; *In-Plane Seismic Response of Brick Masonry Walls*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, P. 1091 – 1112
- Maier J., Thürlimann B., 1985; *Bruchversuche an Stahlbetonscheiben*, IBK-Bericht Nr. 8003-1, Birkhäuser Verlag, Basel
- Maki N., Hayashi H., 2000; *Building Codes and Tradeoffs for Earthquake Risk Reduction: Disaster Management for Housing*, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 2556
- Miranda E., Bertero V.V., 1994; *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake Resistant Design*, *Earthquake Engineering Research Center, Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, p 357 – 379
- Moser K., 1993; *Erdbebentauglichkeit von Stahlbetonhochbauten*, Dissertation Nr. 10351, ETH Zürich
- Muttoni A., Schwartz J., Thürlimann B., 1997; *Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern*, Birkhäuser Verlag, Basel
- National Research Council of Canada (NRC), 1992; *Canadian Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings*, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa
- OCDE/NUPEC, 1996; *Seismic Shear Wall ISP, NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test, Comparison Report*, OCDE/GD (96)188, NEA/CSNI/R(96)10
- Oesterle R.G., Fiorato A.E., Johal L.S., Carpenter J.E., Russell H.G., Corley W.G., 1976; *Earthquake Resistant Structural Walls, Test of Isolated Walls*, Portland Cement Association, Skokie, IL, USA
- Oesterle R.G., Aristizabal-Ochoa J.D., Fiorato A.E., Russell H.G., Corley W.G., 1979; *Earthquake Resistant Structural Walls, Test of Isolated Walls. Phase II*, Portland Cement Association, Skokie, IL, USA

- Panchaud M.F., 1960; *Béton armé*, tome I – IV, École polytechnique de l'Université de Lausanne (EPUL), publié par AGEPU
- Park Y.J., Ang A. H-S., 1985; *Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 111, No. 4, P. 722 – 739, 1985
- Paulay T., Bachmann H., Moser K., 1990; *Erdbebenbemessung von Hochbauten*, Birkhäuser Verlag, Basel
- Paulay T., 2000; *A Re-Definition of the Stiffness of Reinforced Concrete Elements And Its Implications in Seismic Design*, Schriftliche Unterlagen zum Vortrag an der ETH Zürich vom 13.6.2000 (Vortragsreihe der Fachgruppe der ETHZ für Erdbebeningenieurwesen, FEE)
- Peter K., 2000; *Die rechtliche Pflicht, erdbebensicher zu bauen*, unveröffentlichte Schlussarbeit des Nachdiplomkurses "Risiko & Sicherheit technischer Systeme", ETH Zürich & EPF Lausanne, 1999 – 2000
- Petschacher M., 1994; *'VaP' - a Tool for Practicing Engineers (VaP 1.5 for Windows)*, Proceedings of ICOSSAR '93 - The 6<sup>th</sup> International Conference on Structural Safety and Reliability, Innsbruck, Austria. ed. by Schuëller, Shinozuka, Yao. Vol. 3., P. 1817-1823. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield
- Preuss J., 2000; *Housing Recovery after Kobe: the Urban Planning Process*, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper 2719
- Priestley M.J.N., Kowalsky M.J., 1998; *Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 31, No. 2, June 1998
- Reinhorn A., 1997; *Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations*, in: *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, editors Fajfar P., Krawinkler H. & A.A. Balkema, Rotterdam
- Rüttener E., 1995; *Earthquake Hazard Evaluation for Switzerland*, Dissertation Nr. 11048, ETH Zürich
- Schaad W., 1988; *Erdbebenszenarien Schweiz*, Schweizerischer Pool für Erdbebenversicherung, Bern
- Schneider J., Schlatter H.P., 1996; *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure*, vdf Hochschulverlag AG, Zürich, & B.G. Teubner, Stuttgart, 2. überarbeitete Auflage
- Schwegler G., 1994; *Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundstoffen*, Dissertation Nr. 10672, ETH Zürich, EMPA
- Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1968; *Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*, Norm 162, Ausgabe 1968

- Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1989; *Einwirkungen auf Tragwerke*, Norm 160, Ausgabe 1989
- Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1989; *Les prescriptions parasismiques de la norme SIA 160*, Documentation D045
- Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1993; *Betonbauten*, Norm 162, Ausgabe 1989, Teilrevision 1993
- Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1994a; *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke*, Richtlinie 462, Ausgabe 1994
- Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1994b; *Tragwerksnormen 1892 - 1956*
- Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1995; *Mauerwerk*, Empfehlung V177, Ausgabe 1995
- Seneviratna G.D.P.K., Krawinkler H., 1994; *Strength and Displacement Demands for Seismic Design of Structural Walls*, EERI – 5<sup>th</sup> US. National Conference on Earthquake Engineering, P. 181 – 190
- Seiler H., 2000; *Risikobasiertes Recht – Wieviel Sicherheit wollen wir ?*, Schweizerischer Nationalfonds Projekt Nr. 1113-52163.97, "Risk Based Regulation – ein taugliches Konzept für das Sicherheitsrecht ?", Stämpfli Verlag, Bern
- Shibata A., Sozen M.A., 1976; *Substitute-Structure Method for Seismic Design in R.C.*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. ST1, P. 1 – 18
- Smit P., Rüttener E., 1998; *Spektrale Beschleunigungsabminderung in der Schweiz*, Bautechnik, Vol. 75, No. 10, P. 768 – 780, Verlag Ernst & Sohn
- Swiss Re, 2000; *Versicherungsdeckungen sind heute unzureichend – Was, wenn in der Schweiz die Erde bebt ?*, Swiss Re Publishing, Zürich
- UNDRO, 1979; *Natural Disasters and Vulnerability Analysis: Report of Expert Group Meeting*, Office of United Nations Disaster Relief Co-ordinator (UNDRO), Palais des Nations, CH-1211 Geneva 10, Switzerland
- U.S. Geological Survey (USGS), 1996; *USGS Response to an Urban Earthquake Northridge '94*, Open-File Report 96-263, 1996
- Valles R.E., Reinhorn A.M., Kunnath S.K., Li C., Madan A., 1996; *IDARC2D Version 4.0: a Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*, Technical report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State Univ. of New York at Buffalo; June 3, 1996
- Von Moos'sche Eisenwerke, 1966; *Torstahl 42 + 50*, Prospekt für Bewehrungsstahl
- Wallace J.W., Moehle J.P., 1992; *Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings*, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 118, No. 6, P. 1625 – 1644

- Wolf J.P., 1994; *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, USA
- Wüest & Partner Rauminformation, 1995; *Monitoring 1995, Bau- und Immobilienmarkt Schweiz*
- Yamada M., 2000; *Why Were Over 5500 Human Lives Lost In Kobe? How To Protect In Future*, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1477
- Zardoum H., Kajikawa Y., Masuya H., Tomida M., 1998; *Application of Rigid Bodies Spring Model to Precast Members Prestressed with Internal and External Tendons*, Journal of Structural Engineering, Vol. 44A, P. 359 – 366, March 1998

## Glossar

- ADRS** "Acceleration-Displacement-Response-Spectrum" oder auch "composite spectrum"; wie das herkömmliche Antwortspektrum stellt das ADRS die gleichen Daten dar, jedoch erscheint die spektrale Verschiebung in expliziter Form. Die Frequenzen können auf Geraden durch den Ursprung abgelesen werden (siehe auch Figur 2.2).
- Bauwerksteil** Eingebautes Teil eines Bauwerks (Gebäudes).
- Bauwerksteile, nicht-tragende** Alle ( $\Rightarrow$ ) Bauwerksteile, die bei der Bemessung nicht dem Tragwerk zugeordnet wurden, sind nicht-tragende Bauwerksteile. Bei einem bestehenden Gebäude können nicht-tragende Bauwerksteile dennoch eine bedeutende Wirkung auf das Gebäude-Verhalten haben, z.B. haben nicht-tragende Wände oft eine aussteifende Wirkung.
- Berechnungs-Verfahren, kraftbasierte** "force based analysis"; diese Berechnungs-Verfahren haben zum Ziel, Tragwerks-Schnittkräfte zu ermitteln. Eine allenfalls vorhandene Energiedissipations-Kapazität des Tragwerks wird mit einer pauschalen Abminderung der Einwirkungen berücksichtigt.
- Berechnungs-Verfahren, verformungsbasierte** "deformation based analysis"; das Ziel der Berechnung ist, die Tragwerks-Verformungen zu ermitteln. Ein darauf basierter Nachweis muss zeigen, dass kein wichtiges Tragwerks-Element Verformungen erleidet, die eine bestimmte Grenze überschreitet, z.B. den ( $\Rightarrow$ ) Grenzzustand der Erdbebenkapazität.
- "Capacity Spectrum Method"** Deutsche Bezeichnung: "Kapazitätsspektrum-Verfahren"; Verfahren zur Bestimmung des Erdbeben-Verhaltens mit einer "push-over" Analyse und einer Prozedur zur Bestimmung der maximalen spektralen Verschiebung ( $\Rightarrow$  Zielverschiebung). Siehe auch Abschnitt 2.3.1 und Abschnitt 4.1.3.
- Deckenkräfte** Als Deckenkräfte werden die horizontalen Kräfte bezeichnet, die in einer ( $\Rightarrow$ ) push over Analyse auf die Stockwerksmassen aufgebracht werden. Es handelt sich um statische Ersatzkräfte für die horizontalen Komponenten der Massenkräfte, die bei einem Erdbeben auf ein Gebäude einwirken.  
In einer kraftgesteuerten push over Analyse werden die Deckenkräfte vom Betrag Null inkrementell solange erhöht, wie dies für die Zwecke der Erdbebenberechnung notwendig ist. Die Deckenkräfte werden oft so festgelegt, dass sie proportional sind zu den horizontalen Komponenten der Massenkräfte, die am anfänglich elastischen Modell infolge der ersten Biege-Eigenform berechnet werden.  
Die Summe der Deckenkräfte wird als ( $\Rightarrow$ ) Schubkraft an der Modellbasis bezeichnet.
- Decken-Verschiebung** Die Decken-Verschiebung ist die horizontale Relativverschiebung (Auslenkung aus der Ruhelage abzüglich der Boden-Verschiebung) einer Decke (Einheit: Länge) ( $\Rightarrow$  Stockwerks-Verschiebung)

- Duktilität** "Duktilität ist das Verhältnis einer totalen elastisch-plastischen Verformung zur elastischen Verformung beim Fließbeginn" (nach [Bachmann 1995]). Die maximale Verformung ist dabei gleich der Verformung beim Erreichen der ( $\Rightarrow$ ) Erdbebenkapazität.
- Duktilität, globale** Die globale Duktilität eines Tragwerks ist gleich der ( $\Rightarrow$ ) Duktilität eines äquivalenten Einmassenschwingers des Tragwerks. Im allgemeinen steht der Einmassenschwinger im Vordergrund, der die Tragwerks-Verschiebungen unter gleichgerichteten Erdbebenkräften repräsentiert.
- Erdbeben-Ertüchtigung** Unter Erdbeben-Ertüchtigung werden Massnahmen verstanden, die dazu dienen, das Erdbeben-Verhalten von bestehenden Gebäuden zu verbessern. Dies muss nicht notwendigerweise mit einer Verstärkung erfolgen, sondern es sind auch Lösungen möglich, die insbesondere die Verformbarkeit des Tragwerks erhöhen. Es sind vier Strategien möglich zur Erdbeben-Ertüchtigung: Verweichung, Versteifung, Schwächung und Verstärkung. Im Englischen wird meistens der Begriff: "seismic rehabilitation" [Holmes, 1996] benützt, im Französischen "amélioration parasismique").
- Erdbebenkapazität** Für ein Tragwerks-Element kann für eine erdbeben-ähnliche (zyklische) Einwirkung eine Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehung berechnet werden. Auf dieser Umhüllenden kann die Erdbebenkapazität als jener Punkt bestimmt werden, bei welchem die grösste Verformung bei vollem Widerstand auftritt. Diese grösste Verformung hängt von verschiedenen Grössen ab, wie z.B. der Anzahl Belastungszyklen, mit welcher die Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehung bestimmt wurde, oder von der Belastungs-Richtung. Somit ist die Erdbebenkapazität auch von diesen Grössen abhängig.
- Für ein Tragwerk ist die Erdbebenkapazität gleich dessen Widerstand und dessen für die Energiedissipation nutzbare Verformbarkeit ( $\Rightarrow$  Erdbebentauglichkeit). Bei einem Tragwerk, das mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet werden kann, ist es möglich, die Erdbebenkapazität mit der push over Analyse zu bestimmen.
- Somit beschreibt die Erdbebenkapazität die Eigenschaft eines Tragwerks-Elementes oder eines Tragwerks, sich unter Erdbeben-Einwirkungen in stabiler Weise zu verhalten. Wenn die zur Erdbebenkapazität gehörige Verformung überschritten wird, nimmt der Widerstand gegen Erdbeben-Einwirkungen drastisch ab, und ein Einsturz eines Tragwerks ist – wenn er nicht unmittelbar erfolgt – bei einem Nachbeben mit vergleichsweise kleiner Intensität möglich (siehe auch Figur 4.11). Im Englischen wird hiezu oft der Ausdruck "ultimate response" verwendet.
- Verschiedene Ansätze erlauben, die Erdbebenkapazität zu beschreiben. Für Tragwerke, die sich mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnen lassen, kann die Erdbebenkapazität mit der spektralen Verschiebung und der spektralen Beschleunigung beim Erreichen des ( $\Rightarrow$ ) Grenzzustandes der Erdbebenkapazität beschrieben werden.
- Erdbebentauglichkeit** Die Erdbebentauglichkeit ist in dieser Arbeit gleich dem Produkt des Widerstandes gegen Erdbebenkräfte und der Energiedissipations-Kapazität eines Tragwerks. Die

	Energiedissipations-Kapazität wird weitgehend von der Duktilität eines Tragwerks bestimmt.
Erdbeben-Überprüfung	Erdbeben-Überprüfung ist gleichbedeutend mit der Überprüfung ( $\Rightarrow$ Überprüfung) des Erdbeben-Verhaltens von bestehenden Bauwerken.
Erdbeben-Verhalten	Das Erdbeben-Verhalten beschreibt das ( $\Rightarrow$ ) Verhalten eines Tragwerks oder eines Tragwerks-Elementes unter Erdbeben-Einwirkung beliebiger Intensität. Das Verhalten kann sowohl mit Parametern der Tragwerks-Dynamik als auch in Schaden-Grössen beschrieben werden. Für Tragwerke, die mit dem Kapazitätsspektrum-Verfahren berechnet werden können, stellt das Kapazitätsspektrum mit den Grenzzuständen eine in vielen Fällen aussagekräftige Beschreibung des Erdbeben-Verhaltens dar. Der Begriff des Erdbeben-Verhaltens ist wesentlich umfassender als jener der ( $\Rightarrow$ ) Erdbebenkapazität.
Gebäude-Verschiebung	Mit Gebäude-Verschiebung werden die horizontalen Decken-Verschiebungen eines Gebäudes in ihrer Gesamtheit bezeichnet.
Grenzzustand der Erdbebenkapazität	Der Grenzzustand der ( $\Rightarrow$ ) Erdbebenkapazität bezeichnet für ein Tragwerks-Element die Erdbebenkapazität. In dieser Arbeit wird der Grenzzustand der Erdbebenkapazität lediglich mit der zur Erdbebenkapazität gehörigen Verformung angegeben. Bei einem Tragwerk, dessen Erdbebenkapazität durch mehrere Tragwerks-Elemente zustande kommt, sind letztere einzuteilen in primäre und sekundäre Tragwerks-Elemente, gemäss ihrem Beitrag an die Erdbebenkapazität. Der Grenzzustand der Erdbebenkapazität ist erreicht, wenn das erste primäre Tragwerks-Element diesen Grenzzustand erreicht hat. Dieser Grenzzustand entspricht dem Grenzzustand "collapse prevention" der Richtlinien FEMA-273 [FEMA-273 1997a].
"in-plane"	"In-plane" zeigt eine Richtung parallel zu einer Wand an (vergleiche mit "out-of-plane").
Kapazitätsspektrum	Das Kapazitätsspektrum beschreibt das Erdbeben-Verhalten eines Gebäudes mit einem äquivalenten Einmassenschwinger. Das Kapazitätsspektrum ist das Ergebnis einer push over Analyse und der Transformation der resultierenden Kapazitätskurve in das Kapazitätsspektrum (Figur 2.1).
Kapazitätsspektrum-Verfahren	Erläuterungen siehe Abschnitt 2.3.1 und Abschnitt 4.1.3 ( $\Rightarrow$ "Capacity Spectrum Method").
Mechanismus	Unter einer wachsenden äusseren Einwirkung zeigt ein elasto-plastisches Tragwerk zuerst ein elastisches Verhalten und die Verformungen nehmen im ganzen Tragwerk proportional zu. Wird an einer oder mehreren Stellen des Tragwerks der Fließ-Widerstand erreicht, so stellen sich plastische Verformungen (nicht-linear & inelastisch) in den betreffenden Tragwerks-Elementen ein. Es bilden sich Gelenke aus. Gemäss [Muttoni et al. 1997] wird ein "Mechanismus" als der Zustand bezeichnet, bei dem sich plastische Bereiche so weit ausgebildet haben, dass sich das System ohne Erhöhung

der Lasten weiter verformen kann."

Die im Erdbebenfalle wirksamen, horizontal aussteifenden Tragwerks-Elemente weisen oft sehr unterschiedliche Steifigkeiten auf. Wenn das steifste Tragwerks-Element – z.B. eine Tragwand – einen lokalen Mechanismus (Gelenk) ausbildet, so ändert sich die System-Steifigkeit in erheblichem Ausmasse, ohne dass sich das System bereits in einem vollständig plastischen Zustand befinden muss. Die Summe der (mehr oder weniger plastischen) Gelenke, die sich in einem Tragwerk unter Erdbeben-Einwirkung bilden (bzw. die Abfolge der Bildung von Gelenken), werden in dieser Arbeit als "inelastischer Mechanismus" bezeichnet.

Mechanismus, inelastischer siehe "Mechanismus"

"out-of-plane" "out-of-plane" zeigt die Richtung senkrecht zu einer Wand an (vergleiche mit "in-plane").

push over Analyse Nicht-linear statische Berechnung des Tragwerks-Verhaltens unter monoton anwachsenden horizontalen (Erdbeben-) Kräften ( $\Rightarrow$  Deckenkräfte). Im allgemeinen handelt es sich um Berechnungen an zweidimensionalen Gebäudemodellen. Das Ergebnis einer push over Analyse ist die Beziehung zwischen der Dach-Verschiebung und der Summe der horizontalen Stockwerks-Kräfte. Der Graph dieser Beziehung wird Kapazitätskurve genannt (Figur 2.1).

Schubkraft an der Modellbasis

Schubkraft am Fuss eines Gebäudemodelles, die in einer ( $\Rightarrow$ ) push over Analyse auftritt. Sie ist gleich der Summe der angreifenden horizontalen Kräfte. Im Englischen wird die Schubkraft an der Modellbasis "base shear" genannt.

Steifigkeit, wirksame

Für ein Tragwerk kann mit einer push over Analyse eine wirksame Steifigkeit bestimmt werden, die der Sekanten-Steifigkeit bei einem Bruchteil des Widerstandes gegen horizontale Kräfte entspricht (gemäss den Richtlinien FEMA-273 ist die wirksame Steifigkeit gleich 60% des Widerstandes gegen horizontale Kräfte zu wählen; Figur C.3).

Insbesondere bei der kraft-basierten Erdbeben-Bemessung von Tragwerken wird dem nicht-linearen Verhalten eines Tragwerk-Elementes im allgemeinen ein elasto-plastisches Modell zugrunde gelegt. In diesem Modell liegt die Steifigkeit des elastischen Astes idealerweise zwischen der Tangenten-Steifigkeit bei geringer Beanspruchung und der Sekanten-Steifigkeit beim Erreichen des Fliessmomentes. Diese virtuelle Steifigkeit wird in dieser Arbeit wirksame Steifigkeit genannt. Bei einem Stahlbeton-Querschnitt schlagen [Paulay 2000] und [Priestley et al. 1998] vor, dass die wirksame Steifigkeit gleich der Sekanten-Steifigkeit beim Fliessbeginn des ersten Bewehrungsstabes ist. Eine andere Regel, die bei Laborversuchen oft angewandt wird, besagt, dass die wirksame Steifigkeit gleich der Sekanten-Steifigkeit bei  $\frac{3}{4}$  des Fliessmomentes ist ( $\Rightarrow$  Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes).

Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes

Die Steifigkeit des ungerissenen Querschnittes ist die Steifigkeit eines Stahlbeton-Querschnittes, der noch nie so stark beansprucht wurde, dass die Zugfestigkeit des

	Betons überschritten wurde. Somit weist ein solcher Querschnitt keine klaffenden Risse auf ( $\Rightarrow$ wirksame Steifigkeit).
Stockwerks-Verschiebung	Die Stockwerks-Verschiebung ist die Differenz der ( $\Rightarrow$ ) Decken-Verschiebungen benachbarter Decken dividiert durch die Stockwerkshöhe (nach [Paulay et al. 1990]).
Tragwand	Eine Tragwand ist eine vertikale, in der Foundation bzw. im steifen Kasten der Untergeschosse eingespannte Wand, die wie ein Kragträger die horizontalen Einwirkungen auf ein Gebäude aufnimmt (in Anlehnung an [Bachmann 1994]). Grosse horizontale Einwirkungen können zu einem Biege- oder zu einem Schubversagen führen.
Tragwerk	Das Tragwerk eines Gebäudes dient dazu, die Einwirkungen auf ein Gebäude in den Baugrund abzutragen. Alle Elemente, denen bei der Bemessung des neuen Gebäudes, eine lastabtragende Funktion zugewiesen wurde, gehören zum Tragwerk ( $\Rightarrow$ nicht-tragende Bauwerksteile).
Tragwerks-Elemente	Ein Tragwerk setzt sich aus seinen Elementen zusammen, die im allgemeinen Wände, Stützen, Decken oder Balken sind.
Überprüfung	Überprüfung eines Bauwerks heisst, dessen Verhalten zu ermitteln und das berechnete Verhalten an definierten Kriterien zu messen und zu beurteilen.
Verhalten	<p>Der häufig benutzte Begriff der "performance" wird hier mit "Verhalten" übersetzt ("seismic performance" <math>\rightarrow</math> Erdbeben-Verhalten). Das Verhalten eines Bauwerkteils wird meistens mit dessen Schädigung beschrieben, wofür inelastische Verformung ein oft verwendetes Mass ist.</p> <p>Der Begriff des Gebäude-Verhaltens wird auch in seinem allgemeinen Sinn verwendet, z.B. wird die dynamische Antwort auf Erdbeben-Erschütterungen mit Erdbeben-Verhalten bezeichnet.</p>
Verhaltens-Ziel	Mit Verhaltens-Ziel wurde der Begriff "performance level" übersetzt, was wörtlich präzise mit "Verhaltens-Niveau" übersetzt werden muss. Die Richtlinien FEMA-273 definieren mit den performance levels Ziele, die für Ereignisse mit einer bestimmten Eintretens-Wahrscheinlichkeit eingehalten werden müssen.
Versagen, Biegeversagen / Schubversagen	Für horizontal aussteifende Tragwerks-Elemente unter Erdbeben-Einwirkung bedeutet der Begriff Versagen das Überschreiten der Erdbebenkapazität eines Tragwerk-Elementes. Biege- bzw. Schubversagen bedeutet, dass das Versagen durch Biegemomente bzw. Schubkräfte herbeigeführt wurde.
Versagens-Mechanismus	Mechanismus, der zum Überschreiten der ( $\Rightarrow$ ) Erdbebenkapazität führt.
Zielverschiebung	Die Zielverschiebung ist im Rahmen einer nicht-linear statischen Berechnung die maximale Gebäude-Verschiebung, die beim gegebenen Erdbeben auftritt. Die Zielverschiebung kann als maximale Dach-Verschiebung oder als maximale spektrale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers gegeben sein. Die spektrale Verschiebung des "performance points" (Abschnitt 2.3.1, Figur 2.5) kann als Zielverschiebung aufgefasst werden.



## Curriculum vitae

Name Beat Kaspar PETER  
Geburtsdatum 01. Mai 1966  
Heimatort Hofstetten, Kanton Zürich

### Berufliche Laufbahn

August 1997 bis heute Assistent an der ETH Lausanne (EPF Lausanne) im "Institut de Statique et Structures" (ISS) – "Béton armé et précontraint" (IBAP) unter der Leitung von Prof. Dr. M. Badoux  
Mai 1991 – Juli 1997 Ingenieur in der Ingenieur-Unternehmung Basler & Hofmann AG, Zürich

### Berufsbildung

1999 – 2000 ETH-Nachdiplomstudium "Risiko und Sicherheit technischer Systeme"  
1996 Vorlesung "Bodendynamik", ETH Zürich  
1992 Vorlesung "Schwingungsprobleme bei Bauwerken", ETH Zürich  
1986 – 1991 Kulturingenieur-Studium an der ETH Zürich, Diplom 1991

### Wichtige Publikationen

2000 Badoux M., Peter K.; *Evaluation sismique des structures existantes - Les méthodes de calcul basées sur les déplacements*, SGEb-Tagung "Erdbebenvorsorge in der Schweiz, Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken", 7./8. September 2000, ETH Zürich  
2000 Badoux M., Peter K.; *Seismic Vulnerability of Older Swiss R. C. Buildings*, Paper No. 0566, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand  
1998 Wenk Th., Lacave C., Peter K.; *The Adana-Ceyhan Earthquake of June 27, 1998, Report on the Reconnaissance Mission from July 6 – 12, 1998 of the Swiss Society of Earthquake Engineering and Structural Dynamics (SGEB)*, Schweizer Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik, November 1998  
1996 Rast B., Peter K.; *Dynamisches Bruchverhalten gedrungener Tragwände*, Tagung SIA der Fachgruppen FBH und SGEb vom 27./28.9.1996 an der ETH Zürich, Dokumentation D 0138