

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.org

O G E

Österreichische Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.oge.or.at

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt**Aufsätze**

- S 2 Modellierung und Analyse
von Erdbebenschutzsystemen**
A. Seltenhammer, C. Bucher
- S 10 Das Verhalten von Gebäuden mit
Stahlbetontragwänden während des
Erdbebens Centro-Sur in Chile am
27.2.2010**
K. Beyer, T. Wenk
- S 21 Aktuelle Informationen und Berichte**

EDITORIAL

Die Erdbeben in Haiti am 12. Januar 2010 mit einer Magnitude von $M_w = 7.2$ und in Chile am 27. Februar 2010 mit einer Magnitude von $M_w = 8.8$ zeigen deutlich welche Möglichkeiten der technischen und baulichen Vorsorge gegen die Auswirkungen derartiger Naturkatastrophen zur Verfügung stehen. Während für das Erdbeben in Haiti 250.000 Todesopfer und eine Schadenssumme von 8 Mrd. US-\$ abgeschätzt werden, wird die Zahl der Toten für das Chile-Erdbeben mit 342 und eine Schadenssumme von 30 Mrd. US-\$ angegeben. Die Vorschriften zum erdbebensicheren Bauen in Chile und deren fachgerechte Umsetzung haben trotz der Erdbebenstärke nur in wenigen Fällen zu katastrophalem Bauwerksversagen mit Personenschäden geführt. Die Vorhersage der zu erwartenden Erdbebenbelastungen sowie deren Auswirkungen auf die gebaute Infrastruktur ist eine Aufgabe, die nur im Zusammenspiel von Seismologen und Bauingenieuren erfolgreich bewältigt werden kann. In diesem Fall lassen sich, wie das Chile Erdbeben zeigt, auch die Auswirkungen von sehr schweren Erdbeben auf Bauwerke kontrollieren.

Aktuelle Entwicklungen im Bereich des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik werden auf der 12. DACH Tagung der Deutschen (DGEB), der Österreichischen (OGE) und der Schweizer (SGEB) Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik diskutiert. Die Ankündigung der Tagung und der Aufruf zum Einreichen von Beiträgen sind unten auf dieser Seite enthalten. Zum Schluss möchten wir Sie auch diesmal auf die Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

aufmerksam machen und Sie dazu einladen, sich auf diesem Weg über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen.

Carsten Könke
Rainer Flesch
Thomas Wenk

S 1



Carsten Könke
(Vorsitzender DGEB)



Rainer Flesch
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEB)

Modellierung und Analyse von Erdbebenschutzsystemen

A. Seltenhammer, C. Bucher

Zusammenfassung

Zwei der heutzutage meist eingesetzten Schwingungsisolatoren sind das Reibpendellager und das Bleikernlager. Beide Schutzsysteme werden durch ein mechanisches Modell diskretisiert und in Kombination mit einer Stahl-Hochbaukonstruktion untersucht. Diese Mehrmassenschwinger werden zufolge einwirkender realer als auch synthetischer Akzelerogramme Zeitverlaufsanalysen unterzogen. Weiters werden Parametervariationen durchgeführt und statistische Auswertungen der Simulationen angegeben. Vergleichend wird sowohl eine vereinfachte lineare Näherungsberechnung als auch eine FE-Berechnung durchgeführt. Als Alternative werden Modelle von Reibpendellagern mit elastischem Anschlag und zunehmender Krümmung analysiert.

1 Einleitung

Die Aufgabe von Erdbebenschutzsystemen ist es die Kraftübertragung von dem wegerregten Untergrund auf die Struktur zu minimieren. Das Prinzip derselben ist folgendes: Umwandeln von mechanischer Energie, das ist die Energie der bewegten Masse, zu thermischer Energie, ohne dass die Struktur selbst dabei Schaden nimmt. Die Energiedissipation wird durch die Wirkung von Reibung oder Verformungen in den Lagern erzielt. Durch diese Entkopplung der Struktur von den horizontalen Komponenten der Bodenbewegung können Schäden oder sogar Einstürze von Strukturen während Starkbeben vermieden, bzw. minimiert werden. Zwei Hauptvertreter dieser Schutzsysteme sind das Reibpendellager (Friction Pendum Bearing – FPB) und das Bleikernlager (Lead Rubber Bearing – LRB). Die Design Kriterien für beide Systeme sind die Reduzierung der Relativverschiebungen der Struktur damit ein möglicher Einsturz vermieden werden kann und die Vermeidung großer Verschiebungen und Endverschiebungen des Lagers (siehe dazu [1]). Diese Kriterien sind im Widerspruch zueinander, deswegen müssen mögliche Kompromisse gefunden werden. Des Weiteren erfordert die stochastische Erregung eine Zuverlässigkeitsanalyse.

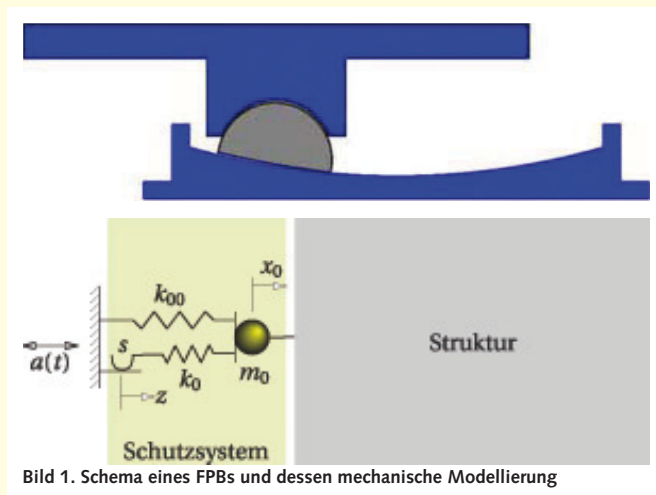


Bild 1. Schema eines FPBs und dessen mechanische Modellierung

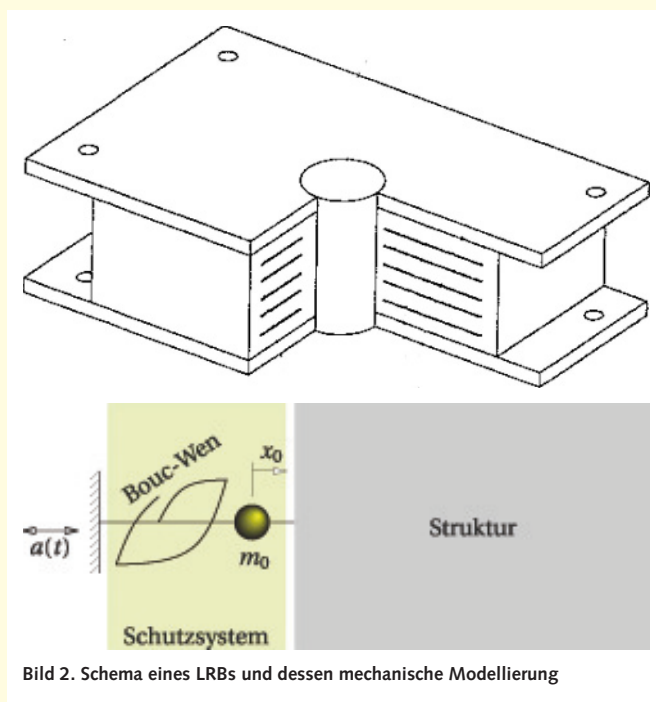


Bild 2. Schema eines LRBs und dessen mechanische Modellierung

2 Modellierung

2.1 Reibpendellager

Das Prinzip und das mechanische Modell des FPBs zeigt Bild 1. Der erste Parameter für das Design eines FPBs ist der Gleitreibungskoeffizient zwischen den beweglichen Teilen des Lagers. Die Haftreibungskraft S ist durch den Reibungskoeffizienten und das wirkende Gewicht definiert. Wird diese überschritten beginnt sich die Struktur relativ zum Untergrund zu bewegen (interne Lagerverschiebung z). Ab diesem Zeitpunkt wirkt eine Rückstellkraft, welche sich durch die Krümmung des FPBs ergibt. Diese Kraft wird im Modell durch eine Feder der Steifigkeit k_{00} simuliert und ist somit der zweite Design-Parameter. Die Eigenschaft des Pendels

A. Seltenhammer

C. Bucher

Forschungsbereich für Baumechanik und Baudynamik

Institut für Hochbau und Technologie

Technische Universität Wien

Karlsplatz 13

1040 Wien

christian.bucher.tuwien.ac.at

Tabelle 1. Einwirkungen und Systemantworten von FPB und LRB

| Name | Akzelerogramm | | | | Systemantwort FPB | | | Systemantwort LRB | | |
|----------|---------------|-------|---------------------|----------|-------------------|-----------------|------------------|-------------------|-----------------|------------------|
| | dt | Länge | PGA | F(0-1Hz) | z _{max} | d _{dc} | z _{end} | z _{max} | d _{dc} | z _{end} |
| | [s] | [s] | [m/s ²] | | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] |
| Bam | 0.050 | 20 | 7.16 | 1.13E-02 | 0.494 | 0.506 | 3.2E-04 | 0.462 | 0.421 | 2.6E-04 |
| Tabas | 0.020 | 25 | 9.15 | 7.10E-03 | 0.385 | 0.362 | 6.8E-02 | 0.276 | 0.273 | 1.0E-02 |
| Izmit | 0.005 | 30 | -3.22 | 2.60E-03 | 0.265 | 0.245 | 5.2E-03 | 0.205 | 0.192 | 4.5E-04 |
| Gazli | 0.007 | 12.9 | -7.00 | 5.50E-03 | 0.212 | 0.265 | 4.5E-03 | 0.201 | 0.214 | 3.0E-03 |
| Silakhor | 0.050 | 19.4 | 4.05 | 2.70E-03 | 0.186 | 0.189 | 1.1E-02 | 0.172 | 0.173 | 7.4E-04 |
| ElCentro | 0.020 | 31.2 | -3.13 | 5.07E-04 | 0.067 | 0.167 | 5.8E-03 | 0.069 | 0.107 | 2.4E-04 |

verlängert die Eigenschwingungsdauer der entkoppelten Struktur und der Krümmungsradius beeinflusst die Größe der rückstellenden Kraft. Die Federsteifigkeit k_0 entspricht der sehr hohen Anfangssteifigkeit des FPBs solange der Gleitschuh noch nicht in Bewegung ist. Während der Gleitphase wird Energie durch Reibung dissipiert. Diese entspricht der überstrichenen Fläche der bi-linearen Hysteresekurve (vgl. Bild 11) während einer Zeitverlaufsanalyse.

2.2 Bleikernlager

Dieses Lager ist aus mit Stahlplatten bewehrtem Gummi aufgebaut (Bild 2). Im Inneren befindet sich ein Bleikern, der durch seine Verformung Energie dissipieren kann. Diese entspricht wie zuvor der überstrichenen Fläche der Hysteresekurve (vgl. Bild 11) während einer Zeitverlaufsanalyse. Die horizontale Steifigkeit des Lagers ist - verglichen mit der der Struktur - gering und bewirkt dadurch eine Vergrößerung der Eigenschwingungsdauer. Das Verformungsverhalten des LRBs wird mit dem Bouc-Wen-Modell [2] abgebildet, welches nichtlineares viskoplastisches Verhalten beschreiben kann. Die konstitutiven Beziehungen zwischen Rückstellkraft F und Verformung x_0 in differentieller Form sind:

$$F = \alpha \cdot k_0 \cdot x_0 + (1 - \alpha_0) \cdot k_0 \cdot z \quad (1)$$

$$\dot{z} = A \cdot \dot{x}_0 - \beta \cdot \dot{x}_0 \cdot |z|^n - \gamma |\dot{x}_0| \cdot |z|^{n-1} \cdot z \quad (2)$$

Die sechs Parameter dieses Modells werden in der Folge an eine gemessene quasi-statische Last-Verformungskurve des Lagertyps *MLRB 1200x1200x446* (Maurer Söhne) angepasst und betragen im vorliegenden Fall:

$$K_0 = 10 \text{ MN/m}; A = 22,6023; n = 0,5; \beta = -1,12018; \gamma = 48,5874; \alpha = 0,6979 \quad (3)$$

2.3 Untersuchtes Bauwerk und dessen Idealisierung

Das auf dem Erdbebenschutzsystem gelagertem Bauwerk ist ein Stahl Hochbau [3]. Es handelt sich um eine 2-stöckige Stahlhalle, die aufgrund ihrer Regelmäßigkeit im Grundriss durch ebene Modelle beschrieben werden kann. Die Geschossdecken werden in ihrer Ebene als starr aufgefasst und somit können die Ersatzmassen im Schwerpunkt konzentriert angesetzt werden. In Folge wird die Stahlhalle in Längsrichtung analysiert.

2.4 Erdbebenanregungen

Es werden 20 reale Akzelerogramme von Mittel- bis Stark-Erdbebenereignissen, vor allem aus der Region mittlerer Osten, als Anregung verwendet. Ebenso wird das Beben von

El Centro untersucht. In **Tabelle 1** sind jene fünf Akzelerogramme mit ihrer Dauer, Auflösung und Referenzbodenbeschleunigung angeführt, welche die größten Verschiebungsantworten z_{max} und die zugehörigen bleibenden Verformungen z_{end} hervorrufen.

Weiters werden synthetische Beschleunigungszeitverläufe generiert. Diese können entweder kompatibel zu gemessenen Akzelerogrammen sein oder aber kompatibel zu den in der EN 1998-1 [4] gegebenen Antwortspektren unter Einhaltung der Bedingungen in 1998-2 [5]. Als Grundlage für deren Erzeugung dient ein Monte-Carlo Verfahren kombiniert mit einer einfachen Iteration zur Anpassung an vorgegebene elastische Antwortspektren. Dabei wird das Akzelerogramm als amplitudenmodulierter Zufallsprozess dargestellt:

$$a(t) = e(t) \cdot R(t) \quad (4)$$

Hierin ist $e(t)$ eine deterministische Hüllkurve, die den instationären Charakter des Akzelerogramms beschreibt, und $R(t)$ ist ein stationärer stochastischer Prozess mit der Leistungsspektraldichte $G_{RR}(\omega)$. Die Hüllkurve wird durch eine Regression an die gemessenen Akzelerogramme mit Hilfe eines Standardoptimierers [6] angepasst oder im Fall der EC8-kompatiblen Generierung geeignet angenommen. Realisationen des Prozesses $R(t)$ werden einfach durch zufällige Phasenwinkel Φ_k erzeugt, mit denen die spektralen Amplituden multipliziert werden. Bedingt durch die zufälligen Überlagerungen der einzelnen Frequenzanteile stimmen i.a. die Antwortspektren des Originalzeitverlaufs bzw. die gegebenen Antwortspektren aus [4] nicht mit denen der synthetischen Akzelerogramme überein. Zur Korrektur wird das Verfahren nach Deodatis [7] angewandt, bei dem die Werte des Leistungsspektrums S_k entsprechend dem Verhältnis von Zielantwortspektrum $S_{target}(\omega_k)$ an dieser Frequenz zum tatsächlich vorhandenen Antwortspektrum $S_{synth}(\omega_k)$ modifiziert werden.

Mit diesem modifizierten Leistungsspektrum wird nun ein neuer Prozess $R(t)$ und somit ein neues Akzelerogramm erzeugt. Dieses Verfahren konvergiert innerhalb weniger Iterationen (<10) auf die nach EC8 geforderte Genauigkeit.

2.5 Zeitintegrationsverfahren

Die dynamische Reaktion wird durch numerische Integration der Bewegungsgleichungen ermittelt. Dabei werden die Gleichungen in der Form eines Systems von Differentialgleichungen 1. Ordnung für den Zustandsvektor y geschrieben. Zunächst wurde das Differentialgleichungssystem bei festgelegtem, kleinem Zeitschritt $\Delta t = 10^{-4}$ s und gegebenen Anfangswerten für y durch ein Euler-Vorwärts-Verfahren ex-

plizit integriert. Weitere Zeitverlaufsanalysen wurden auch mittels Radau5 Integrator [8] durchgeführt, wobei bei genügend kleinem Zeitschritt im Euler-Verfahren, keine nennenswerten Differenzen der Resultate auftraten.

3 FPB – Reibpendellager – Zeitverlaufsanalysen

3.1 Zwei-geschossige Stahlhalle

Die Halle wird als Zweimassenschwinger modelliert und auf FPBs gelagert. Die Masse m_0 setzt sich aus den bewegten Gleitschuhen der FPBs und der Masse der unteren Hälfte der Hallenwände des Erdgeschosses zusammen. Die Ersatzmassen und Steifigkeiten für die Halle werden direkt aus [5] übernommen und die globale Dämpfung über einen Rayleigh-Ansatz berücksichtigt. Die ungedämpfte erste Eigenfrequenz der Halle ergibt sich zu $4,24\text{Hz}$. Das Gesamtmodell ist ein Drei-Massenschwinger mit folgender erster Eigenfrequenz bei überschrittener Haftreibungskraft S (Gleitschuh in Bewegung): $0,33\text{Hz}$. Es wird ein Reibungskoeffizient von $\mu=0,05$ gewählt. Die Zeitverlaufsanalysen ergeben, dass die Frequenzanteile der Akzelerogramme im Bereich um diese erste Eigenfrequenz die Größe der Reaktion des Schutzsystems wesentlich beeinflussen. Als Kenngröße für den Frequenzgehalt im niederfrequenten Bereich wurde das Leistungsspektrum $S_{aa}(f)$ der Akzelerogramme von 0 bis 1Hz integriert. Dies definiert die Größe F des Frequenzinhaltes:

$$F = \int_0^1 S_{aa}(f) df \quad (5)$$

Die Werte für F und die maximale Verschiebung im Schutzsystem z_{max} sind in Bild 3 gegenübergestellt. Es zeigt sich eine sehr deutliche Korrelation bis auf einen Ausreißer (das ist das Beben Naghan). Ohne den Ausreißer beträgt der lineare Korrelationskoeffizient $\rho=0,95$. Die Gegenüberstellung von F und der dissipierten Energie des Schutzsystems weist ebenso eine sehr gute Korrelation auf. Der Absolutbetrag der bleibenden Verformung z_{end} des Schutzsystems ist mit dem Frequenzinhalt gering korreliert. Die fünf größten Maximalbeträge der Verschiebungsantworten und die zugehörigen bleibenden Verschiebungen sind in Tabelle 1 gegeben. Durch die weiche Feder k_{00} kommt die Bewegung des Gesamtsystems, sobald die Haftreibungskraft überschritten ist, einer Starrkörperbewegung nahe. Die Endverschiebung ist bei allen Simulationen sehr gering. Dies lässt sich durch das Abklingverhalten der Erdbebenereignisse erklären. Das FPB wird regelrecht in seine Ausgangslage zurück „gerüttelt“. Große Endverschiebungen wären zum Beispiel bei stoßähnlichen Einwirkungen, die kein ausgeprägtes Abklingverhalten aufweisen, zu erwarten. Bild 4 zeigt die Hysterese während des „Bam-Bebens“. In weiteren Untersuchungen wurde der Reibungskoeffizient zwischen $\mu=0,03$ und $\mu=0,06$ variiert, wobei sich diese Erhöhung der Reibung mit einer Verringerung der Maximalverschiebung auswirkte, jedoch keine wesentliche Änderung der bleibenden Verformung des FPBs mit sich brachte.

3.2 Parametervariationen und statistische Auswertung

Es werden 10000 synthetische Akzelerogramme, kompatibel zu den in der EN 1998-1 [4] gegebenen Antwortspektren, generiert (Abschnitt 2.4) und als Einwirkung auf das Modell mit einem Krümmungsradius von $R=2,235\text{m}$ und einem Reibungskoeffizienten von $\mu=0,05$ gerechnet. Der Maximalwert der maximalen Lagerverschiebung aller Simulationen

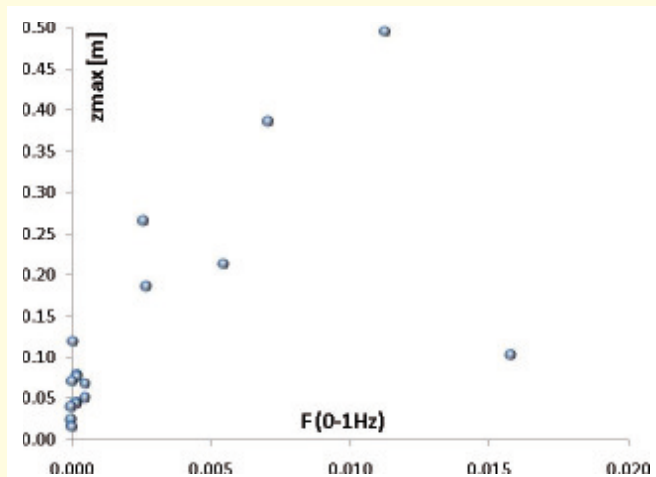


Bild 3. Zusammenhang Frequenzgehalt – Maximalverschiebung

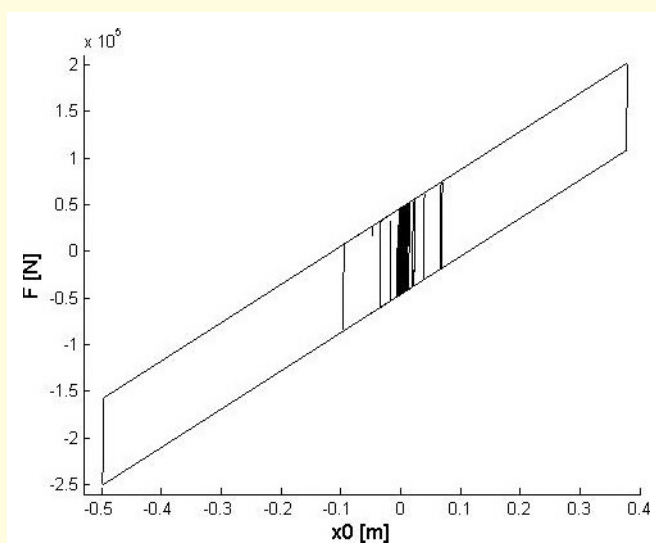


Bild 4. Hysterese des FPBs während des „Bam-Bebens“

beträgt $z_{max}=0,23\text{m}$, der Mittelwert $z_{mean}=0,11\text{m}$ und die Standardabweichung $z_{std}=0,02\text{m}$. Betrachtet man die relative Häufigkeit liegen $3,7\%$ der bleibenden Verformungen über 20% der zulässigen Verformung des zugrundeliegenden FPBs (Type SIP 6675kN, Maurer Söhne). Die Verschiebungsantworten des FPBs zufolge generierter, zum Bam-Beben kompatiblen, Akzelerogramme verhalten sich bezüglich der Maximalverschiebungen sehr ähnlich und fallen auch sehr groß aus.

Des Weiteren werden für jene sieben EC8-konformen Akzelerogramme, welche die größten Maximalverschiebungen und für jene welche die größten Endverschiebungen verursachen der Reibungskoeffizient μ und der Krümmungsradius R variiert. Den Simulationen nach folgt, dass sowohl die End- als auch die Maximalverschiebungen von der Charakteristik des jeweils aufgebrauchten Akzelerogramms abhängig sind. Die Frequenzinhalte sind hier für die Beurteilung der Charakteristik nicht geeignet, da sich die Frequenzinhalte der generierten Akzelerogramme per definitionem (Abschnitt 2.4) kaum unterscheiden. Da die maximalen Lagerverschiebungen doppelt so groß wie die jeweiligen Mittelwerte sind, ist es denkbar, dass vereinzelte Beschleunigungsspitzen und deren zeitliches Auftreten im Akzelerogramm dies verursachen.

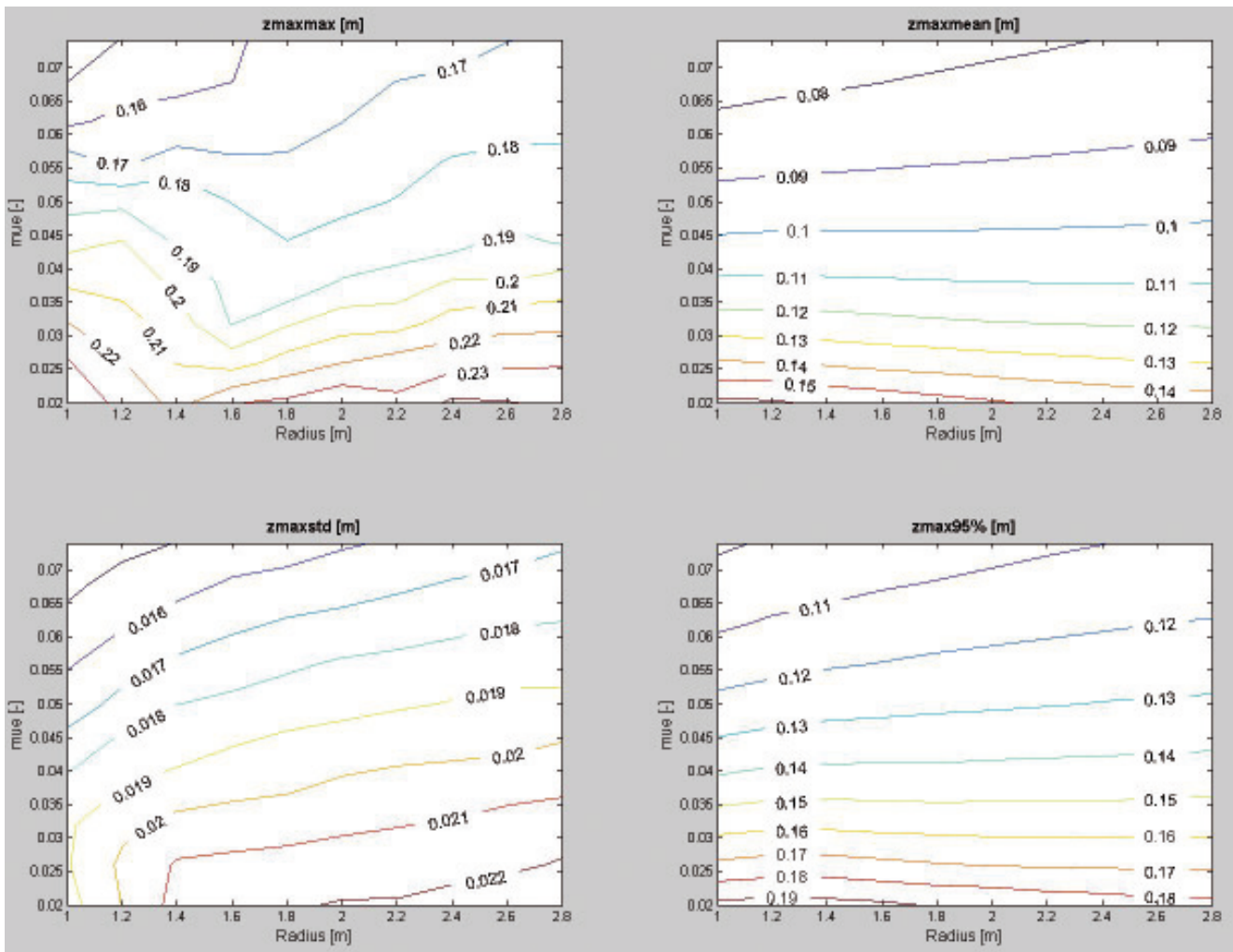


Bild 5. Auswertung z_{max} bei μ -R Variation von 1000 Simulationen

Nach EN-1998-2 [5] müssen mindestens sieben generierte synthetische Akzelerogramme bei einer nicht-linearen dynamischen Berechnung herangezogen werden, damit für die Bemessungs-Antwortgrößen von Erdbebenschutzsystemen der Mittelwert der jeweiligen Maximalantworten verwendet werden kann.

Um die erforderliche Anzahl n von Stichproben zur sicheren Schätzung des Mittelwertes X_m einer Zufallsgröße X mit Hilfe des arithmetischen Mittels angeben zu können, müssen drei Größen bekannt sein bzw. festgelegt werden, und zwar die Standardabweichung σ_x , die Toleranzgröße ε , um die der Schätzwert M vom tatsächlichen Mittelwert abweichen darf und schließlich die Wahrscheinlichkeit α , mit der der Schätzwert M vom Mittelwert X_m um den Betrag bis zu $\pm\varepsilon$ abweichen darf. Aus der Standardabweichung σ_x der Zufallsgröße und dem Stichprobenumfang n errechnet sich die Standardabweichung des Schätzwertes σ_M zu [9]:

$$\sigma_M = \frac{\sigma_x}{\sqrt{n}} \quad (6)$$

Nimmt man an, dass der Schätzwert M näherungsweise normalverteilt ist (das muss nicht notwendigerweise für die Zufallsgröße X selbst gelten), so ist die Wahrscheinlichkeit einer Abweichung um mehr als $\pm\varepsilon$ gegeben durch

$$P\left[|\bar{X} - M| > \varepsilon\right] = 1 - 2\Phi\left(\frac{\varepsilon\sqrt{n}}{\sigma_x}\right) \quad (7)$$

wobei Φ die (kumulative) Wahrscheinlichkeitsverteilungsfunktion der Standardnormalverteilung bedeutet. Gibt man sowohl ε als auch σ_x als Vielfache des Mittelwertes an ($\sigma_x = cX_m$, $\varepsilon = rX_m$), so kann bei vorgegebener Wahrscheinlichkeit α der Stichprobenumfang n passend gewählt werden. Für $c = 0.20$, $r = 0.05$ und $\alpha = 0.05$ ergibt sich damit $n \approx 62$. Mit diesem Stichprobenumfang ist die Abweichung des Schätzwertes M vom tatsächlichen Mittelwert X_m mit einer Wahrscheinlichkeit von 95% kleiner als 5%. Dabei ist der zugrundegelegte Variationskoeffizient c der Zufallsgröße X gleich 20%. Der erforderliche Stichprobenumfang reduziert sich allerdings signifikant mit dem Variationskoeffizienten.

Für 1000 der EC8-konformen Akzelerogramme werden der Reibungskoeffizient μ und der Krümmungsradius R variiert. Die Maxima, Mittelwerte und die Standardabweichung der Maximalantworten z_{max} von diesen 1000 Simulationen sind in Bild 5 dargestellt und jene Werte der bleibenden Verformungen z_{end} in Bild 6.

Um die Auswirkung einer bleibenden Verformung des FPBs auf ein eventuell wiederkehrendes Erdbeben zu untersuchen, wurden die sieben EC8-konformen Akzelerogramme, welche die größten Endverschiebungen verursachen, bis zu 16 mal hintereinander als Einwirkung auf das System

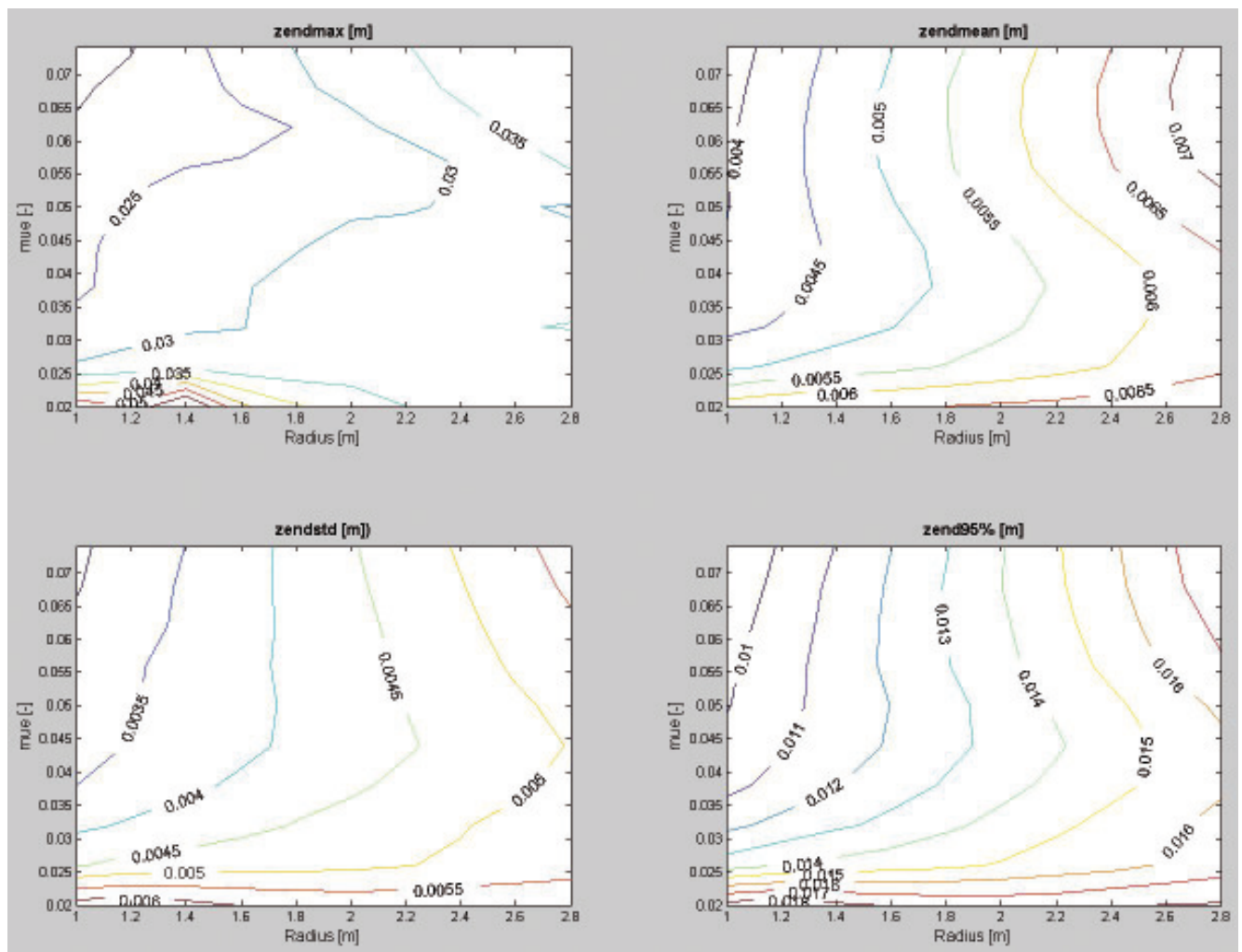


Bild 6. Auswertung z_{end} bei μ -R Variation von 1000 Simulationen

betrachtet. Eine zufällige Abfolge dieser Einwirkungen nacheinander wird ebenfalls simuliert. Den durchgeführten Berechnungen zufolge summieren sich die bleibenden Verformungen nicht auf, sondern schwanken in einer gewissen Bandbreite ohne dabei die Verschiebungen zufolge der darauffolgenden Akzelerogramme wesentlich zu beeinflussen. Eine kumulative Endverschiebung wäre etwa bei stoßähnlichen Einwirkungen denkbar. Bei den untersuchten Zeitverlaufsanalysen wurde die maximal zulässige Verschiebung des zugrundegelegten Reibpendellagers von 254mm nie überschritten.

3.3 Lineare Näherungsberechnung

Nach EN 1998-1 [4] wird auch eine lineare Näherungsberechnung durchgeführt. Mit der Sekantensteifigkeit K_{eff} und der Masse des Oberbaus inklusive der bewegten Teile des Schutzsystems M erhält man die effektive Periode des äquivalenten Einmassenschwingers. Die Bemessungsverformungen der Schutzsysteme errechnen sich zu:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_a(T_{eff}, \zeta_{eff})}{K_{eff}} \quad (8)$$

Hierin wird als spektrale Beschleunigung die wahre, errechnete Beschleunigungsamplitude des äquivalenten Einmassenschwingers mit der zugehörigen äquivalenten viskosen Dämpfung herangezogen. Eine Gegenüberstellung der li-

nearen Näherungen und der Ergebnisse der Zeitverlaufsanalysen für die beiden Lagertypen ist in Tabelle 1 zu sehen. Die vereinfachte quasistatische Berechnung liefert speziell bei den sehr großen Beben leicht konservative Werte (überschätzt die Verschiebungen) im Vergleich zu nichtlinearen Zeitverlaufsanalyse, bei schwachen Beben (bzw. kleinen Maximalverschiebungen) liegt die quasistatische Rechnung auf der unsicheren Seite. Dies ist weitgehend damit zu erklären, dass die äquivalente Dämpfung für große Verformungen bestimmt wurde und daher für geringe Beanspruchungen im Wert zu hoch ausfällt. Wird die spektrale Beschleunigung durch die Antwortspektren (Baugrundklasse II) der iranischen Norm 2800 für die beiden Standorte der Erdbebenereignisse „Bam“ und „Tabas“ ermittelt ergeben sich die Bemessungsverformungen $0,38\text{m}$ bzw. $0,44\text{m}$ für das FPB und $0,29\text{m}$ bzw. $0,34\text{m}$ für das LRB. Somit unterschätzt die Norm für „Bam“ die Verschiebung, während sie für „Tabas“ Ergebnisse auf der sicheren Seite liefert.

3.4 6-Massenschwinger

Es wird eine 6-geschossige Struktur auf die beiden Schutzsysteme aufgebracht um einen eventuellen Einfluss der Oberbaustruktur zu untersuchen. Die Geschossteifigkeiten werden mit der Höhe abnehmend angenommen. Die erste Eigenfrequenz der Struktur sinkt auf knapp über 1Hz ab. Lagert man die Systeme auf das FPB bzw. das LRB ergeben sich

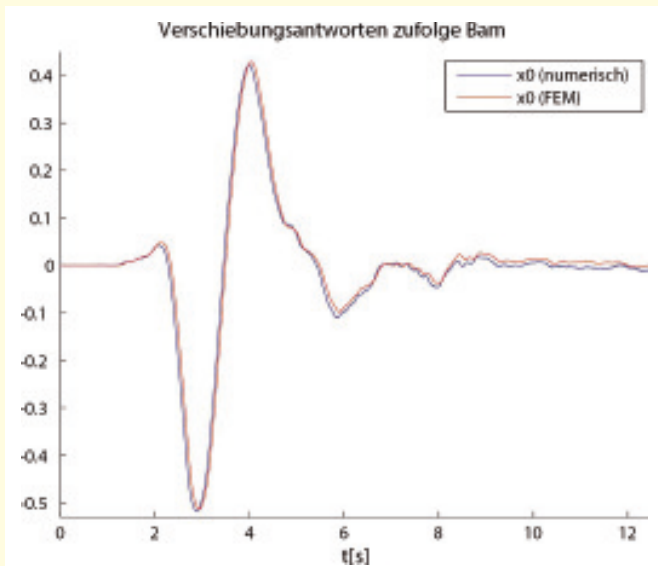


Bild 7. Vergleich x_0 [m] aus Abschnitt 3.1 mit x_0 [m] mittels FE-Software

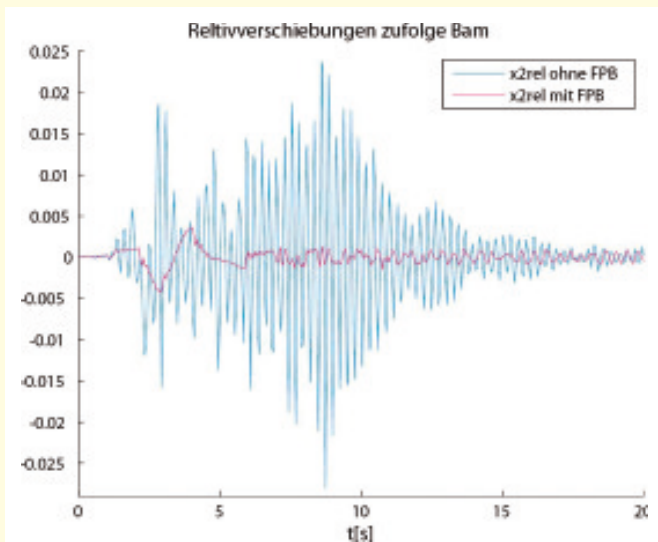


Bild 8. Stockwerksrelativverschiebungen x_2 [m]

annähernd die gleichen ersten Eigenfrequenzen wie in Abschnitt 3.1 und 4.1. Bei den Zeitverlaufsanalysen zeigt sich, dass die stärksten Systemantworten zufolge der gleichen Erdbebenereignisse auftreten wie zuvor und somit der Oberbau auf die Lagerreaktion wesentlich weniger Einfluss hat als der Frequenzgehalt der Anregung. Auch für diese Mehrmassenschwinger werden die Bemessungsverschiebungen mittels linearer Näherungsberechnungen abgeschätzt, welche wie zuvor für die fünf Akzelerogramme gut übereinstimmen.

3.5 Analyse mittels Finiten Elementen

Es wird für Vergleichszwecke die Stahlhalle wie in Abschnitt 3.1 als Zweimassenschwinger modelliert und auf einem FPB gelagert. Das finite Element, welches das Schutzsystem beschreibt, ist durch zwei lineare Federelemente und ein Reibungselement mit Haftreibungskraft definiert. Bild 7 zeigt einen Vergleich der Verschiebungen x_0 zufolge des einwirkenden „Bam-Bebens“ von der numerischen Berechnung aus Abschnitt 3.1 und einer Zeitverlaufsanalyse mittels FE-Software. Bild 8 zeigt einen Vergleich der maximalen Stock-

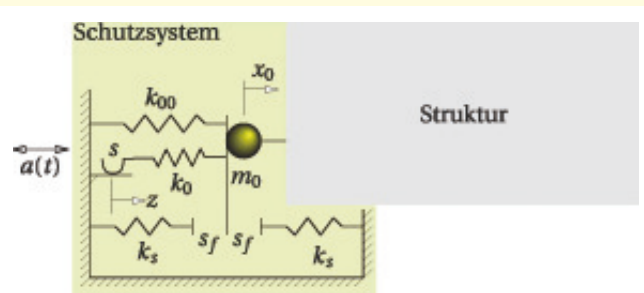


Bild 9. Variante FPB mit elastischem Anschlag

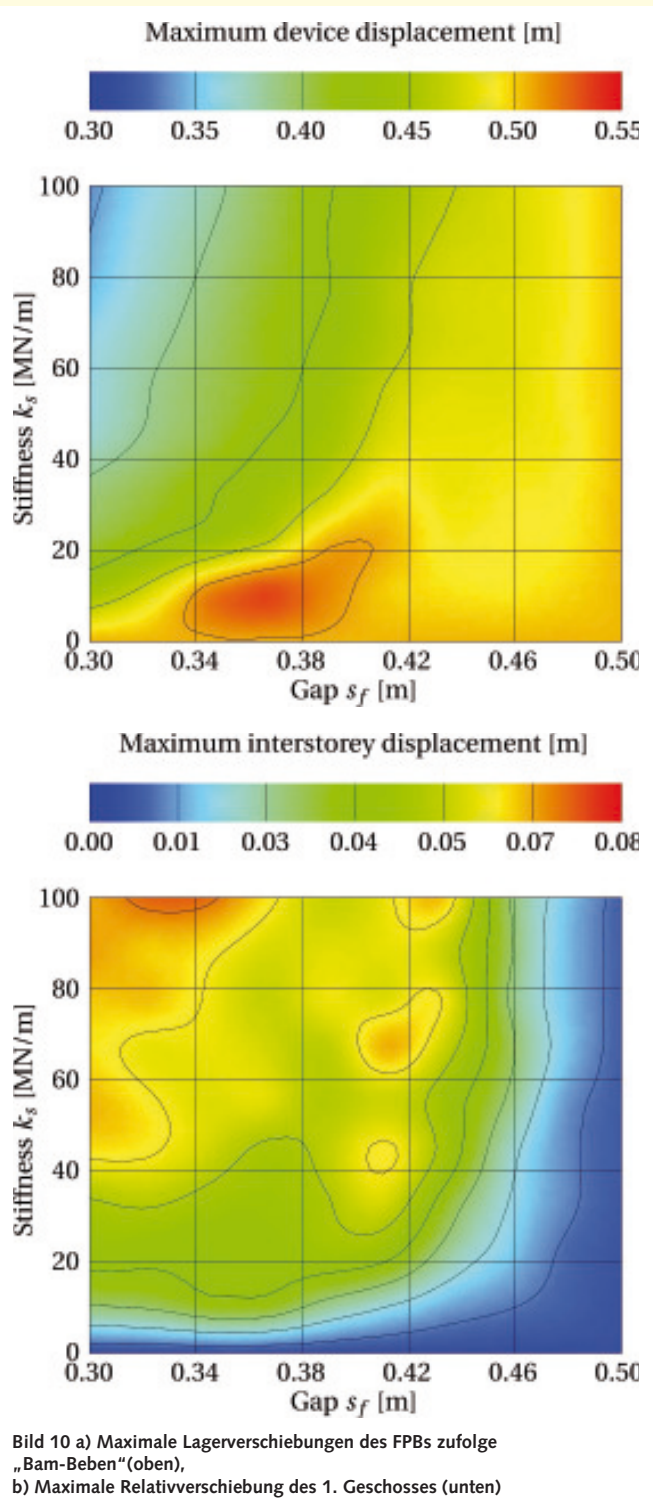


Bild 10 a) Maximale Lagerverschiebungen des FPBs zufolge „Bam-Beben“ (oben),
b) Maximale Relativverschiebung des 1. Geschosses (unten)

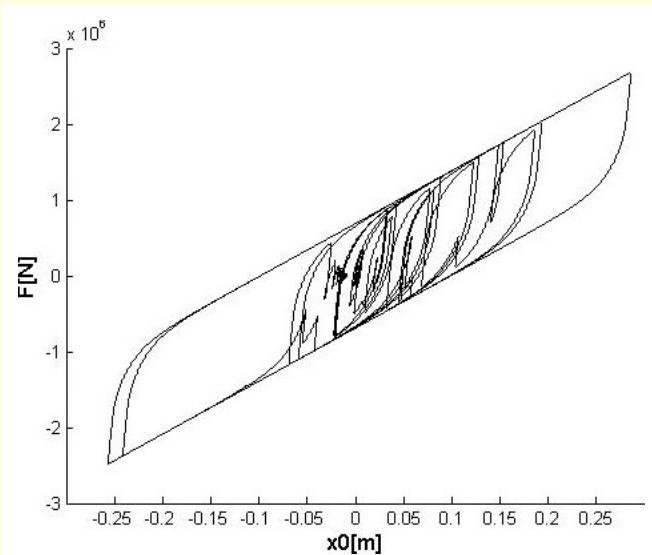


Bild 11. Hysteresis des LRBs während des „Tabas-Bebens“

werksrelativverschiebungen x_2 des Systems mit und ohne Schutzsystem. Es ist eine deutliche Verringerung vom Zentimeter in den Millimeter-Bereich sichtbar.

3.6 FPB mit elastischem Anschlag, progressiver Krümmung und progressiver Reibung

Als denkbare Alternativen zur Verringerung der Maximalverschiebungen des Schutzsystems werden zwei Varianten untersucht. Die eine Variante enthält einen elastischen Anschlag, also eine Feder, die ab einer bestimmten Lagerverschiebung zusätzliche Rückstellkräfte erzeugt. Abhängig vom Spiel s_f und der Steifigkeit k_s dieser Feder kann die Verschiebung begrenzt werden (Bild 9). Dies ist allerdings zwangsläufig mit einer verringerten Schutzwirkung infolge erhöhter Kräfteübertragung verbunden. Die Resultate für die maximale Lagerverschiebung unter dem Bam-Beben ist in Bild 10a dargestellt. Die Auswirkungen des elastischen Anschlags auf die Struktur ist in der Form der Relativverschiebungen des 1. Geschosses in Bild 10b gezeigt. In analoger Weise wurde eine weitere Lagervariante mit progressiver Krümmung untersucht. Diese Variante führt ebenfalls zu einer Erhöhung der Rückstellkraft bei großen Verschiebungen. Allerdings zeigte sich, dass für eine wirksame Rückstellung sehr große Krümmungszunahmen erforderlich werden und damit ein sehr großer Hohlraum im Lager entsteht. Schließlich wurde eine Variante untersucht, bei der eine nichtlineare Zunahme des Reibungskoeffizienten bei zunehmender Verschiebung des FPB zugrundegelegt wurde. Dabei wurde eine unterlineare Zunahme mit einem Exponenten 0.1 angenommen. Es zeigt sich, dass bei einer Zunahme des Reibungsbeiwertes von 0.04 (in der Mitte) auf 0.20 (bei einer Ausmitte von 0.5 m) die Maximalverschiebung des FPB auf 0.30 m reduziert werden kann (im Vergleich zu einer Maximalverschiebung von 0.50 m bei konstanter Reibung mit 0.04). Die damit eingehende Erhöhung der Relativverschiebungen des 1. Geschosses beträgt ca. 50% und ist damit im Vergleich zu den Auswirkungen eines elastischen Anschlags (siehe Bild 10b) relativ gering. Auch diese Variante ist schwer zu realisieren.

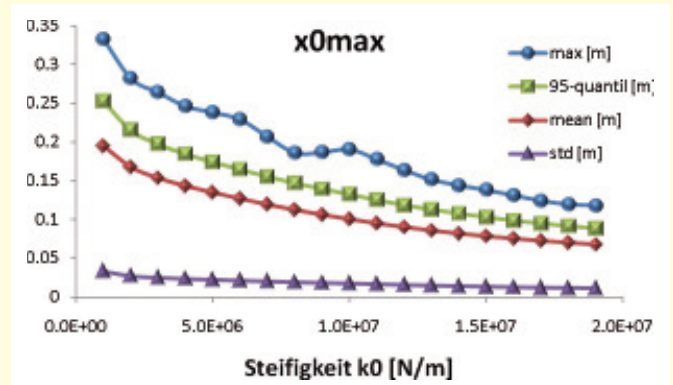


Bild 12. Auswertung x_{0max} des LRBs (1000 Simulationen)

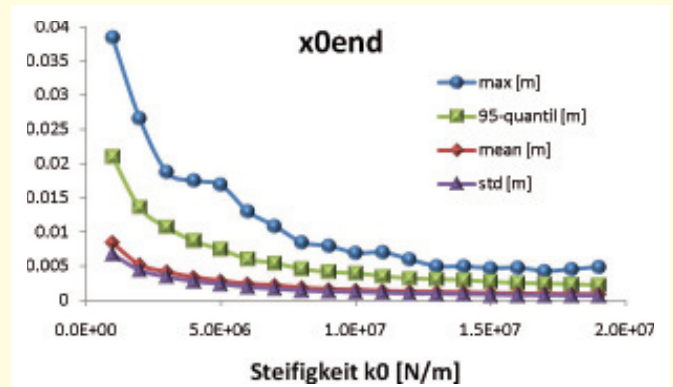


Bild 13. Auswertung x_{0end} des LRBs (1000 Simulationen)

4 LRB – Bleikernlager – Zeitverlaufsanalysen

4.1 2-geschossige Stahlhalle

Jenes Bleikernlager, von dem eine aus Versuchsergebnissen vorliegende Hysteresis zur Verfügung steht, ist auf eine wesentlich höhere Vertikallast ausgelegt. Es werden daher die Massen und Steifigkeiten der zuvor betrachteten Halle proportional so erhöht, dass das Bleikernlager etwa so weit wie im Experiment ausgenutzt wird. Die globale Dämpfung wird wie zuvor mit einem Rayleigh Ansatz angenommen. Der Drei-Massenschwinger hat eine erste Eigenfrequenz von 0,47Hz. Auch hier ergeben die Zeitverlaufsanalysen eine Empfindlichkeit gegenüber dem Frequenzinhalt des einwirkenden Akzelerogramms im Bereich um die erste Eigenfrequenz, wobei der lineare Korrelationskoeffizient zwischen Frequenzgehalt und maximaler Lagerverschiebung $\rho=0,92$ beträgt. Die Gegenüberstellung von F und der dissipierten Energie des Schutzsystems weist ebenso eine sehr gute Korrelation auf. Bild 11 zeigt die Hysteresis während des „Tabas-Bebens“. Der Absolutbetrag der bleibenden Verformung z_{end} des Schutzsystems fällt beim Bleikernlager sehr klein aus und verhält sich somit „gutmütiger“ als die der FPBs. Die fünf größten Maximalbeträge der Verschiebungsantworten und die zugehörigen bleibenden Verschiebungen sind Tabelle 1 zu entnehmen.

4.2 Parametervariation und statistische Auswertung

Die Verschiebungsantworten des LRBs zufolge generierter, zum Bam-beben kompatiblen, Akzelerogramme verhalten sich bezüglich der Maximalverschiebungen sehr ähnlich und fallen auch sehr groß aus.

Der Variationsparameter für das LRB ist die Steifigkeit k_0 , dieser fließt global in die Rückstellkraft (siehe Gleichung 1) ein. Somit kann zum Beispiel die Anzahl der Lager einer Struktur simuliert werden. Die restlichen in Gleichung 3 angeführten Parameter sind an eine gemessene Hysterese eines bestimmten Lagertyps angepasst und bleiben unverändert. **Bild 12** zeigt die statistische Auswertung von 1000 Simulationen je Steifigkeitswert für die Maximalauslenkung und **Bild 15** für die bleibenden Verformungen des LRBs.

5 Conclusio

Die Untersuchungen ergaben einen deutlichen Zusammenhang zwischen Frequenzgehalt des einwirkenden Bebens und maximaler Verschiebung des Schutzsystems. Ist der Frequenzgehalt im Bereich der ersten Eigenfrequenz des Bauwerks (Gesamtsystem bei überschrittener Haftreibungskraft) groß ist auch mit großen Verschiebungen zu rechnen.

Begrenzt man durch entsprechende Parameterwahl die Verschiebungen des FPBs bzw. LRBs leidet darunter die erzielte Schutzwirkung (Relativverschiebungen des Bauwerks). Will man aber die Schutzwirkung maximieren so müssten sehr große Lagerverschiebungen in Kauf genommen werden. Hier ist also ein Optimum der gegenläufigen Anforderungen zu erzielen.

Die Simulationen von mehreren hintereinander auftretenden Bebenereignissen ergab keine Akkumulation der bleibenden Verformung des Schutzsystems. Trotz relativ großer Endauslenkung der Einzelbeben schwanken die bleibenden Verformungen nur in gewissen vom Schutzsystem aufnehmbaren Schranken. Begrenzt man durch eine geeignete Wahl des Krümmungsradius des FPBs (maximaler Kalottenradius) die Endverschiebungen so ist zufolge der durchgeführten Berechnungen mit keiner Akkumulation der Verformung zu rechnen.

Im Rahmen der durchgeführten Simulationen erscheinen die vom EC8 vorgeschriebenen sieben Akzelerogramme als statistisch zu unsicher, eine erhöhte Anzahl von Akzelerogrammen führt zu einer besseren statistischen Absicherung der errechneten Mittelwerte.

Generierte synthetische Akzelerogramme die zu den in der EN 1998-1 [4] gegebenen Antwortspektren kompatibel sind verursachen trotz annähernd gleichem Frequenzinhalt vom Mittelwert stark abweichende Maximalverschiebungen. Es ist denkbar, dass vereinzelt Beschleunigungsspitzen und

deren zeitliches Auftreten im Akzelerogramm diese Maximalereignisse bewirken. Eine Möglichkeit für die Bemessung von Schutzsystemen wäre etwa ein im Hinblick auf maximale Lagerauslenkung generiertes standortspezifisches Bemessungsakzelerogramm.

Weiterführende Untersuchungen auf der Grundlage einer zuverlässigkeitsorientierten Optimierung für die Auslegungsparameter des Schutzsystems sind am Beispiel des FPBs in [10] dargelegt.

Danksagung

Die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen wurden durch die Stiftung Maurer Söhne ermöglicht. Die Autoren bedanken sich insbesondere auch für die zahlreichen fachlichen Diskussionen und Anregungen durch Maurer Söhne.

Literatur

- [1] *Petersen C.*, Studien zum Einsatz von Erdbebenschutzsystemen, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 2005.
- [2] *Ikhouane F., Manosa V., und Rodellar J.*, Dynamic properties of the hysteretic Bouc-Wen model. *Systems & Control Letters*, 56(3):197–205, März 2007.
- [3] Erdbebenlasten Eurocode 8 – Praxisbeispiel Stahlbau-Halle – Band 2 – Rainer Fleisch – ISBN 978-3-85402-111-7, Austrian Standards plus GmbH; 1. Auflage (30. April 2008); ON-V 98-2:2008
- [4] ÖNORM EN 1998-1 2005: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [5] ÖNORM EN 1998-2 2005: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken
- [6] *Vanderplaats G. N.*, CONMIN: A FORTRAN program for constrained function minimization: User's manual. Technical Report NASA-TM-X-62282, NASA Ames Research Center, August 1973.
- [7] *Deodatis G.*, Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 11(1996), pp 149–168.
- [8] *Hairer, E. & G. Wanner* (2009-04-09). <http://www.unige.ch/~hairer/prog/stiff/radau5.f>
- [9] *Bucher C.*, Computational Analysis of Randomness in Structural Mechanics, Structures and Infrastructures 3, Taylor & Francis, London
- [10] *Bucher C.*, Probability-based optimal design of friction-based seismic isolation devices, *Structural Safety*, 31(2009), 500–507.

Das Verhalten von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden während des Erdbebens Centro-Sur in Chile am 27.2.2010

K. Beyer, T. Wenk

S 10

1 Einleitung

Am 27. Februar 2010 um 3.34 Uhr Ortszeit ereignete sich im südlichen Zentral-Chile ein sehr starkes Erdbeben mit der Magnitude $M_w = 8,8$. Es ist damit eines der größten, jemals aufgezeichneten Beben. Chile gehört zu den Ländern mit großer Seismizität und hat bereits in der jüngeren Vergangenheit einige starke Erdbeben entlang seiner Küste erfahren (1835, 1906, 1928, 1960 und 1985). Das Epizentrum des diesjährigen Erdbebens lag 330 km südlich der Hauptstadt Santiago etwa 20 km vor der Küste der Region Le Maule in einer Tiefe von ungefähr 35 km (Bild 1). Die Bruchfläche erstreckte sich über eine Länge von 460 km. Das Beben forderte 577 Todesopfer, ein großer Teil davon als Folge der entstandenen Flutwellen bis 11 m Höhe, die bereits nach 30 Minuten die ersten Küstenorte erreichten. Die gesamten Sachschäden werden auf USD 30 Milliarden geschätzt [EE-RI10].

Chile ist weltweit eines der wenigen Länder mit hoher Seismizität, in welchem fast alle höheren Gebäude mittels Stahlbetontragwänden für horizontale Kräfte ausgesteift werden. Einige davon wurden beim Erdbeben vom 27.2.2010 unerwartet stark beschädigt. Im folgenden werden typische Schadensbilder von Stahlbetontragwandgebäuden präsentiert und mögliche Gründe für die Schäden diskutiert. In den meisten übrigen Ländern mit hoher Seismizität werden Stahlbetonrahmengebäude bevorzugt (z.B. in Japan, Neuseeland, Griechenland und Italien). An der Westküste der USA wurden ebenfalls in der Vergangenheit Rahmentragwerke bevorzugt, in den letzten Jahren hat jedoch eine Trendwende eingesetzt und viele der neuen Hochhäuser verwenden nun Stahlbetonkerne als Aussteifung.

Ferner ist Chile ein Land, in dem bereits seit sehr langer Zeit Erdbebennormen existieren und mit Erfolg umgesetzt wurden. Die mehrgeschossigen Stahlbetongebäude sind des-

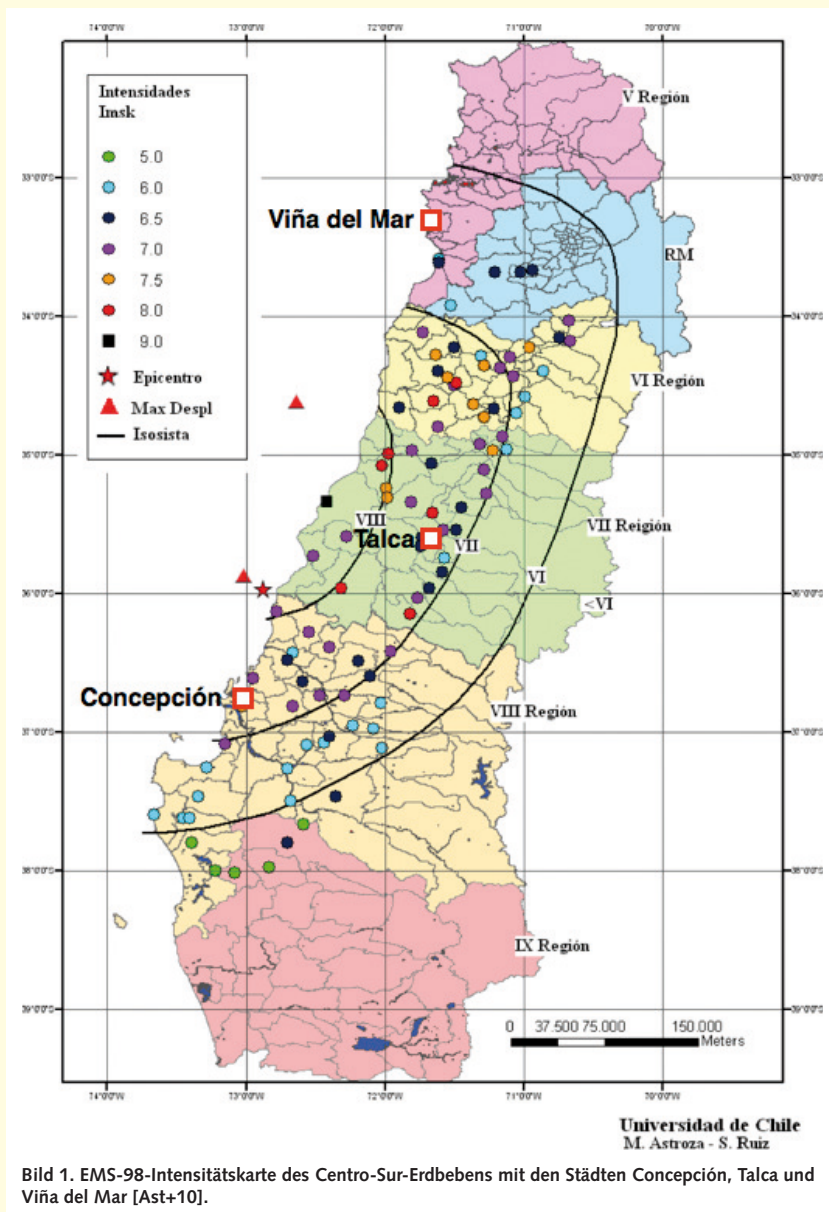


Bild 1. EMS-98-Intensitätskarte des Centro-Sur-Erdbebens mit den Städten Concepción, Talca und Viña del Mar [Ast+10].

halb allesamt auf Erdbeben bemessen. Die gemeinsame französisch-schweizerische Erkundungsmission der Association française du génie parasismique (AFPS) und der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) bot daher eine seltene Gelegenheit, das Verhalten von auf Erdbeben bemessenen Stahlbetontragwandgebäuden zu studieren und daraus Folgerungen für mitteleuropäische Verhältnisse zu ziehen [Mar+10].

Der Beitrag beginnt mit einem kurzen Abriss der Geschichte der Erdbebennormen und einen Überblick über das Schadensausmaß bei Gebäuden, gefolgt von der ausführlichen Beschreibung der Schäden an ausgewählten neueren Stahlbetontragwandgebäuden. Zum Abschluss werden mögliche Ursachen für die Schäden an Stahlbetontragwandgebäuden diskutiert und einige Aspekte der chilenischen Erdbebennorm mit denjenigen des Eurocodes 8 verglichen.

Prof. Dr. Katrin Beyer

Faculté de l'environnement naturel
architectural et construit
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h
CH 8055 Zürich

Tabelle 1. Anzahl der beschädigten oder zerstörten Wohnungen aufgeteilt auf Bauweise und Schadensgrad [MVU10].

| Schadensgrad | Wenig beschädigt | Stark beschädigt | Zerstört | Beschädigt oder zerstört (Summe) |
|--------------------------------------|------------------|------------------|---------------|----------------------------------|
| Wohnungen in ländlichen Adobebauten | 22'050 | 19'780 | 24'540 | 66'370 |
| Wohnungen in städtischen Adobebauten | 14'870 | 28'150 | 26'040 | 69'060 |
| Übrige Wohnungen | 142'770 | 60'980 | 30'870 | 123'620 |
| Total Wohnungen | 179'700 | 108'900 | 81'400 | 370'000 |

2 Erdbebenbestimmungen in Chile

Die erste Erdbebenrichtlinie in Chile wurde 1935 als Reaktion auf das Talca-Erdbeben im Dezember 1928 eingeführt. Die Norm sah vor, dass alle Tragwerke für einen Ersatzkraftindex zwischen 0.05 und 0.10 bemessen wurden und führte auch konstruktive Maßnahmen ein, die zu einem besseren Erdbebenverhalten führen sollten [Ber56]. Selbst wenn der damalige Ersatzkraftindex aus heutiger Sicht ungenügend war, so wurde nach dem verheerenden Chillán-Erdbeben 1939 doch berichtet, dass sich viele kleine bis mittlere Gebäude, die nach dieser Norm entworfen worden waren, gut verhalten hatten [WWM87]. Nichtsdestotrotz war eine Revision der Norm notwendig, welche noch im selben Jahr in Kraft trat. Zehn Jahre später wurden die Richtlinien gelockert, da die strengeren Bemessungsgrundsätze in der Norm von 1939 zu höheren Baukosten geführt hatten. Erst 1972 wurde eine neue Norm erlassen, in die die Erfahrungen der Erdbeben von 1960, 1965 und 1971 einfließen. Die Erdbebenbemessung von Gebäuden wurde nun in einer eigenständigen Norm behandelt (Norma Chilena NCh 433: Cálculo Antisísmico de Edificios), die regelmäßig überarbeitet wurde. Heute ist die Version von 2009 gültig [NCh433–09]; die neusten, bis zum Zeitpunkt des Erdbebens vom 27.2.2010 fertig gestellten Gebäude wurden noch nach der NCh 433 von 1996 bemessen [NCh433–96].

Die Norm für Stahlbetongebäude (NCh 430) basierte bis 1957 weitgehend auf der DIN 1045 [NCh430–07]. Im Jahre 1983 wurde eine Umfrage unter den chilenischen Bauingenieuren durchgeführt, um unter der deutschen, der europäischen, der neuseeländischen oder der amerikanischen Stahlbetonnorm eine neue chilenische Norm auszuwählen. Die amerikanische Norm ACI 318 „Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary“ gewann die Mehrheit der Stimmen. Im Vergleich zur DIN 1045 war entscheidend, dass die amerikanische Norm ACI 318 die Erdbebenbemessung berücksichtigte. Die chilenische Stahlbetonnorm NCh 430 [NCh430–07] erhielt ein paar Ergänzungen zu ACI 318 [ACI05], die der für Chile typischen Baupraxis Rechnung tragen sollten. Bis zur Revision 2009 vereinfachte die Norm NCh 433 [NCh433–96] die Erdbebenbestimmungen der ACI 318 in entscheidenden Aspekten. Die Notwendigkeit einer Umschnürung der Vertikalbewehrung, wie sie in ACI 318 für Endbereiche („boundary elements“) von Stahlbetontragwänden vorgesehen ist, wurde explizit verneint. Solch eine duktile Durchbildung der Bewehrung war noch in keiner früheren chilenischen Norm enthalten und nachdem die meisten Stahlbetontragwandgebäude sich während des Erdbebens 1985 zufriedenstellend verhalten hatten, wurde diese auch nicht für notwendig erachtet. Die

Konsequenzen dieses Ausnahmepassus waren bei den Schadensbildern des diesjährigen Erdbebens jedoch sehr deutlich zu erkennen.

3 Schadensausmaß

Das Erdbeben vom 27.2.2010 erfasste ein riesiges Gebiet von etwa der doppelten Fläche der Schweiz. Das Schadensgebiet erstreckt sich gut 600 km in nord-südlicher Richtung und bis zu 200 km in ost-westlicher Richtung und ist in Bild 1 durch die Isoseiste der EMS-98-Intensität VI umgrenzt. Zwei Drittel der 370 000 beschädigten oder zerstörten Wohnungen befinden sich in traditionellen Gebäuden aus Adobe-Mauerwerk, davon je etwa die Hälfte in städtischen oder ländlichen Gebieten (Tabelle 1). Alle übrigen Bauweisen zusammen betreffen das restliche Drittel der beschädigten oder zerstörten Wohnungen.

Seit 1985 wurden in Chile ungefähr 10 000 Stahlbetongebäude mit 3–9 Geschossen, 2 000 Gebäude mit 10–20 Geschossen und 500 mit mehr als 20 Geschossen gebaut [Lag10]. Von diesen sind beim Erdbeben vom 27.2.2010 insgesamt 5 Gebäude eingestürzt; dies entspricht ungefähr 0.05% des Gebäudebestandes. Weitere etwa 50 Gebäude oder 0.5% müssen abgerissen werden, da die Schäden zu groß sind [Lag10]. In zahlreichen Fällen sind bleibende Verformungen aufgetreten mit der Folge einer bleibenden Schiefstellung. Die Mehrheit dieser Gebäude wird jedoch vermutlich repariert werden können.

Leider gibt es nur sehr wenige Aufzeichnungen der Bodenbewegung. Deshalb ist in den meisten Fällen von beschädigten Gebäuden nicht ermittelbar, welcher Bodenbewegung die Gebäude tatsächlich ausgesetzt waren. Bild 1 zeigt eine makro-seismische Intensitätskarte, die aufgrund einer systematischen Auswertung von Schäden an ein- bis zwei-geschossigen Adobebauten, einer über ganz Chile verbreiteten Bauweise, ermittelt wurde [Ast+10]. Die im folgenden beschriebenen höheren Gebäude mit Stahlbetontragwänden liegen in den Städten Concepción und Talca im Bereich einer EMS-98-Intensität VII – VIII sowie in Viña del Mar im Bereich VI – VII (Bild 1). Concepción ist ungefähr 100 km und Talca 120 km vom Epizentrum entfernt, wobei Concepción wesentlich näher bei der Bruchfläche liegt, die entlang der Pazifikküste verläuft. Viña del Mar liegt in der Nähe des Nord-Endes der Bruchfläche in einer Distanz von 330 km zum Epizentrum. Die Intensitätswerte basierend auf niedrigen Adobebauten sind eher zu klein für hohe Stahlbetonbauten, da beim Centro-Sur-Erdbeben mit sehr großer Magnitude ($M_W = 8.8$) die für hohe Gebäude kritischen längeren Schwingzeiten stark angeregt wurden.



Bild 2. 24-stöckiges Stahlbetontragwandgebäude Castellon 152 in Concepción: Ansicht (a) und Biege-Druckversagen einer Stahlbetontragwand im ersten Untergeschoss (b und c).

4 Typische Schadensbilder

Im folgenden werden die Schadensbilder von sechs Gebäuden mit Stahlbetontragwänden beschrieben. Die ersten fünf stammen aus Concepción, einer Stadt mit mehr als 200 000 Einwohnern. Das sechste Beispiel ist ein Gebäude der Universität in Talca. Das letzte Gebäude ist das „Acapulco“-Gebäude in Viña del Mar, welches bereits während des Erdbebens 1985 beschädigt wurde. Beschreibungen weiterer beschädigter Stahlbetongebäude sind im Bericht zur französisch-schweizerischen Erkundungsmission zusammengefasst [Mar+10].

4.1 Gebäude Castellon 152 in Concepción

Das Wohngebäude 152 Castellon in Concepción ist ein Stahlbetontragwandgebäude mit 23 Obergeschossen und einem Untergeschoss (Bild 2a). Das Gebäude war lediglich einen Monat vor dem Erdbeben eröffnet worden; bereits einen Tag nach dem Erdbeben waren alle Bewohner wieder ausgezogen. Von der Straße aus schien das Gebäude fast unbeschädigt. Im Inneren zeigte sich aber, dass das Gebäude schwere Schäden an der Tragstruktur davongetragen hatte. Ein Schadenstyp, der bei sehr vielen Gebäuden beobachtet wurde, ist ein Druckversagen der Wände, das sehr wahrscheinlich infolge Biegebeanspruchungen in Kombination mit hoher Normalkraft entstand. Die chilenischen Ingenieure nannten

diesen Versagentypus „flexion-compression“; aus diesem Grund wird dieser Schadensmechanismus im folgenden „Biege-Druckversagen“ genannt. Die Wand in der Garagenzufahrt im Untergeschoss zeigt ein dafür typisches Schadensbild (Bild 2b und 2c): Über einen großen Teil der Wandlänge ist die Wand gestaucht, die Längsbewehrung ist ausgeknickt und die Betonüberdeckung sowie ein Teil des Betonkerns ist herausgefallen. Die Endbewehrung der 15 cm breiten Wand bestand aus sechs D32 mm Stäben. Die verteilte vertikale Stegbewehrung und die Horizontalbewehrung hatten einen Durchmesser von 10 mm und einen Abstand von ungefähr 15 cm. Umschnürungsbewehrung war keine vorhanden. Am Wandende war die Horizontalbewehrung mittels zwei 90 Grad Abbiegungen um die Eckstäbe geschlossen. Dies stabilisierte die Eckstäbe etwas gegen Ausknicken, welche als Ergebnis weniger ausknickten als die Stäbe, die gar nicht gehalten waren. In diesem Beispiel trat das Wandversagen am oberen Ende des untersten Geschosses auf. In anderen Beispielen trat ein ähnliches Versagen jedoch auch auf anderen Höhen im Geschoss auf. Die Lage der Bruchzone oben im Geschoss ist möglicherweise verursacht von einer vertikalen Irregularität des Wandverlaufs mit kürzeren Wänden im betroffenen Untergeschoss im Vergleich zum darüberliegenden Erdgeschoss. Eine andere Erklärung wäre, dass die Wand dort versagte, wo der Widerstand, z. B. infolge einer schlechteren Verdichtung des Betons oben im



Bild 3. 24-stöckiges Stahlbetontragwandgebäude Castellon 152 in Concepción: Versagen der Stahlbetontragwände im ersten Obergeschoss.



Bild 4. 24-stöckiges Stahlbetontragwandgebäude Castellon 152 in Concepción: Ausgeknickter Fensterrahmen im ersten Obergeschoss.

Geschoss, am geringsten war, während die Beanspruchung über die Stockwerkshöhe wenig variierte.

Ein andersartiges Wandversagen war im ersten und zweiten Obergeschoss aufgetreten (Bild 3a und b). Das leicht diagonale Feld, in welchem die Wand beschädigt ist, lässt vermuten, dass eine diagonale Druckstrebe versagt hat. Die Wandbreite betrug wie im Untergeschoss 15 cm. In ungefähr einem halben Meter Abstand zur Ecke hatte die Wand eine

starke Vertikalbewehrung bestehend aus zehn Stäben mit Durchmesser 32 mm. Der Beton war im beschädigten Wandteil vollständig zertrümmert und die Vertikalstäbe stark ausgeknickt. Ein ähnliches Schadensbild fand sich bei einer weiteren Wand in eine Küche (Bild 3c), bei dem ebenfalls der Beton vollständig zertrümmert war und große Löcher in der Wand hinterlassen hatte. Ein weiterer Hinweis für die starke vertikalen Stauchungen, die stattgefunden hatten, waren einige Fensterrahmen im betroffenen Stockwerk, die ausgeknickt waren (Bild 4).

4.2 Gebäude 445 Salas in Concepción

Das 21-stöckige Wohngebäude 445 Salas in Concepción war noch nicht ganz bezugsfertig als es vom Erdbeben erschüttert wurde (Bild 5a). Eine der beschädigten Wände ist in Bild 5b und c abgebildet. Das Versagen war wieder ein Biege-Druckversagen, das die Wand über deren gesamte Länge ungefähr auf Höhe der Geschosssdecke über dem Erdgeschoss beschädigte. Der lose Beton war bereits herausgenommen. Deutlich erkennbar ist das Ausknicken der vertikalen Stegbewehrung während die Eckstäbe sogar gerissen sind (Bild 5c). Umschnürungsbewehrung fehlte und die Schubbewehrung, die wiederum mit zwei 90-Gradhaken um die Eckstäbe geschlossen war, war stark aufgebogen. Dies lässt vermuten, dass die Eckbewehrung zunächst infolge Druckbeanspruchung sehr stark ausknickte und das Reißen



Bild 5. 21-stöckiges Stahlbetontragwandgebäude Salas 445 in Concepción: Ansicht (a) und Biege-Druckversagen einer Stahlbetontragwand im Erdgeschoss mit gerissener Endbewehrung (b und c).

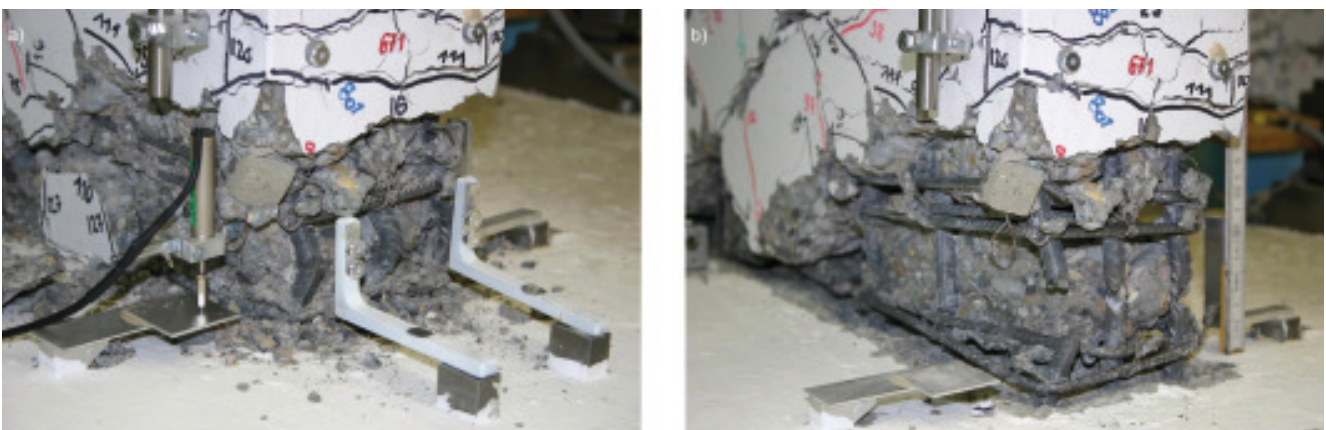


Bild 6. Flansche einer U-förmigen Wand getestet unter quasi-statischer Belastung [BDP08]: Ausgeknickte Endbewehrungsstäbe (a), die nach Lastumkehr rissen (b).

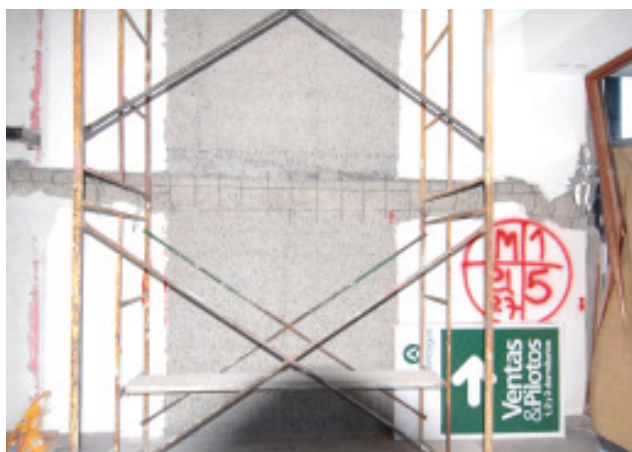


Bild 7. 21-stöckiges Stahlbetontragwandgebäude Salas 445 in Concepción: Die Rückseite der beschädigten Wand von Bild 5b und c wurde aufgeräumt als Vorbereitung für eine Aufdoppelung.



Bild 8. 17-stöckiges Stahlbetontragwandgebäude Torre Libertad in Concepción: Ansicht (a) und Biege-Druckversagen einer Wand im Erdgeschoss (b).

der Stäbe bei Umkehr auf Zugbeanspruchung infolge Fortpflanzung von Mikrorissen erfolgte, die vorher beim Ausknicken entstanden sind [Res93]. Dies ist ein Bruchmechanismus von Bewehrungsstäben in Stahlbetonbauteilen unter Erdbebenbeanspruchung, der auch in Laborversuchen an Tragwänden sehr häufig beobachtet wurde (z.B. [DBB09], [BDP08]). Bild 6 zeigt ein Beispiel für ein solches Versagen während großmaßstäblichen Versuchen an U-förmigen Stahlbetontragwänden. Beim Gebäude Salas 445 hatte es den Anschein, dass Plastikrohre, die horizontal in der Wand verliefen, diesen Querschnitt geschwächt und zum Versagen auf dieser spezifischen Höhe geführt haben könnten. Als Verstärkungsmaßnahme ist eine Aufdoppelung der Wand über einen Teil der Wandbreite vorgesehen (Bild 7).

4.3 Gebäude Torre Libertad in Concepción

Das 17-stöckige Bürogebäude Torre Libertad im Stadtzentrum von Concepción zeigt das Anfangsstadium des Biege-Druckversagen einer Stahlbetontragwand im Erdgeschoss (Bild 8a und b). Gut erkennbar ist in Bild 8b der Rücksprung der Wandlänge im Erdgeschoss gegenüber den Obergeschossen. Dies erklärt die Lage der Bruchfläche unmittelbar unter dem Rücksprung bei der Oberkante der Wand anstatt bei der Unterkante mit typischerweise höheren Beanspruchungen im Falle gleichbleibenden Wandquerschnitts über die Gebäudehöhe.

4.4 Gebäude Alto Rio in Concepción

Das 15-stöckige Wohngebäude Alto Rio in Concepción war auf der Höhe des Erdgeschosses um die Längsseite rotiert und komplett umgestürzt (Bild 9a). Dabei ist das Gebäude im oberen Drittel in zwei Teile zerbrochen. Zur Zeit dieses Berichts ist die Ursachenforschung, die wie bei den meisten anderen modernen Gebäuden vermutlich Gerichtsverfahren nach sich ziehen wird, noch nicht abgeschlossen. Das EERI-Team, welches die Konstruktionspläne einsehen konnte, berichtete von äußeren Wänden, die auf Höhe des Erdgeschosses unterbrochen oder verkürzt waren [EERI10]. Die Bruchfläche zeigte einen sehr geringen Bewehrungsgehalt der Wände (Bild 9b). Weiter scheint es, dass die Verankerung vieler Bewehrungsstäbe versagt hat, d. h. die Bewehrung war im Bereich des plastischen Gelenks im Erdgeschoss gestoßen.

4.5 Gebäude O'Higgins in Concepción

Das O'Higgins-Gebäude ist ein 20-stöckiges Bürogebäude in Concepción, bei welchem drei Geschosse teilweise eingestürzt sind, jedes davon auf der Höhe eines Rücksprungs der Gebäudebreite [EERI10]. Die verschiedenen Ansichten zeigen wie unterschiedlich stark die verschiedenen Seiten des Gebäudes beschädigt wurden (Bild 10): Auf der Vorderseite ist v. a. eines der eingestürzten Stockwerke gut zu erkennen, während auf der Querseite die meisten der Wände zwischen



Bild 9. 15-stöckige Stahlbetontragwandgebäude Alto Rio in Concepción: Ansicht des nach links umgestürzten Gebäudes (a) und abgerissene Wände im Erdgeschoss (b).

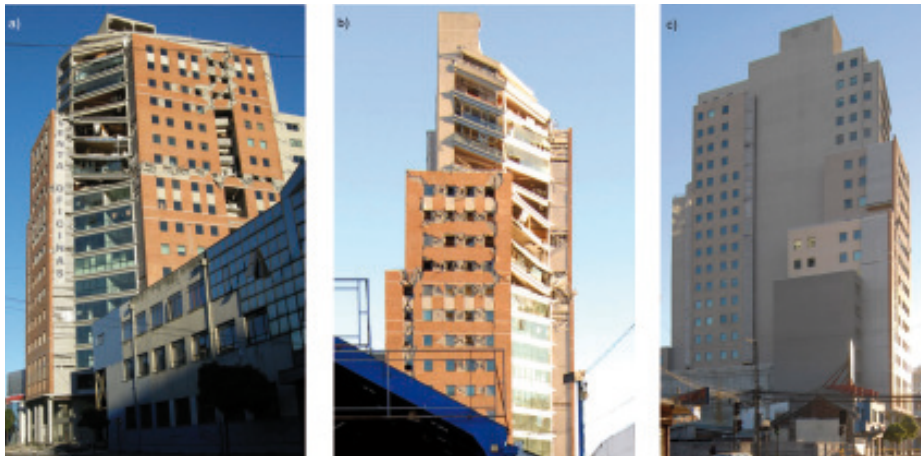


Bild 10. 20-stöckiges Stahlbetontragwandgebäude O'Higgins in Concepción: Vorder-, Seiten- und Rückansicht.



Bild 11. Gebäude für Grundlagenwissenschaften der Universität in Talca: Ansicht (a), Treppenhaus (b) und Teeküche (c).

Fensteröffnung den für zyklisches Schubversagen charakteristischen X-Riss zeigen. Die Rückseite ist hingegen praktisch unbeschädigt geblieben. Die Rückseite besteht aus einer fast durchgehenden Stahlbetontragwand, die außerdem die Rückwand der Aufzugsschächte bildet. Es ist daher davon auszugehen, dass das Steifigkeits- und Widerstandszentrum eine große Exzentrizität vom Massenzentrum aufwies und daher das Gebäude sehr anfällig für Torsionsbewegungen war. Das Vordringen der Schäden bis in die oberen Stockwerke der Fassadenwände könnte neben dem Einfluss der Rücksprünge auf höhere Eigenschwingungen zurückzuführen sein (Bild 10b).

4.6 Gebäude für Grundlagenwissenschaften der Universität in Talca

Das Gebäude für Grundlagenwissenschaften der Universidad Católica del Maule in Talca ist ein vier-geschossiges Gebäude, das eineinhalb Jahre vor dem Erdbeben eröffnet wurde (Bild 11a). Es beherbergt Büros und kleinere Vorlesungssäle. Das Gebäude ist auf siltigen Sand flach fundiert. Schwere strukturelle Schäden traten lediglich im Treppenhaus auf (Bild 11b), das als Verbindungsglied zwischen zwei Gebäudeteilen wirkte. Obwohl es vom Ingenieur als solches bemessen worden war, war es lediglich mit dem Standardbewehrungslayout für Treppenhäuser ausgeführt worden (persönliche Kommunikation mit Prof. Juan Figueroa Merino, April 2010). Die Bewehrung hielt den unterschiedlichen

Bewegungen der Gebäudeteile nicht stand und die Treppen kollabierten von oben, wo die Relativbewegung der Gebäudeteile am größten war, nach unten (Bild 11b). Weitere strukturelle Schäden waren nur von geringfügiger Natur. Jedoch wurden sehr viele nicht-tragende Bauteile und Einrichtungen beschädigt (Bild 11c und Bild 12). Insbesondere die abgehängte Unterdecke und Belüftungseinheiten, die an vielen Stellen infolge für Erdbeben ungeeigneter Details herunterfiel, verursachten große Schäden. Dies trifft nicht nur auf dieses Gebäude zu sondern auf sehr viele Gebäude, so dass diese Art Schäden sicher ein Hauptkostenpunkt des Centro-Sur-Erdbebens sein werden.

4.7 Acapulco-Gebäude in Viña del Mar

Während des letzten starken Erdbebens in Chile im Jahre 1985 wurden bereits einige hohe Stahlbetontragwandgebäude, insbesondere in Viña del Mar, beschädigt. Ausführliche Dokumentationen finden sich dazu in [WWM87, Woo91, Rid92]. Das Verhalten der damals beschädigten Gebäude hing 2010 wesentlich davon ab, welche Maßnahmen nach 1985 ergriffen wurden. Bei denjenigen Gebäuden, bei welchen das Tragsystem signifikant verbessert wurde sind deutlich weniger Schäden (z. B. Gebäude „Hanga Roa“) oder andere Schäden (z. B. Gebäude „Acapulco“) aufgetreten. Bei den Gebäuden, bei denen lediglich der ursprüngliche Zustand wieder hergestellt wurde, traten wieder massive Schäden auf (z. B. Gebäude „Festival“). Auffallend ist, dass das



Bild 12. Gebäude für Grundlagenwissenschaften der Universität in Talca: Schäden an nicht-tragenden Bauteilen und Einrichtungen in Büro (a) und Hörsaal (b) sowie Detail der Schäden an der Aufhängung der abgehängten Unterdecke (c).



Bild 13. Gebäude Acapulco in Viña del Mar: Schäden an Stahlbeton-Außenwand nach dem Erdbeben 1985 [WWM87] (a) und verstärkte, unbeschädigte Außenwand nach dem Erdbeben 2010 (b).

Acapulco-Gebäude in Viña del Mar bereits 1985 ein Schadensbild zeigte, welches auf ein Biege-Druckversagen schließen lässt (Bild 13a). Als Verstärkungsmaßnahme wurden damals die Außenwände aufgedoppelt [WWM87], d.h. man hatte bereits erkannt, dass zu geringe Wanddicken für das Biege-Druckversagen ursächlich sein können. Während des diesjährigen Erdbebens trat dieser Schadensmechanismus nicht mehr auf (Bild 13b), jedoch wurden die Decken, die mit 12 cm sehr dünn ausgeführt sind [WWM87], zum Teil stark beschädigt.

5 Mögliche Ursachen für die Schäden

Im folgenden werden verschiedene Aspekte bezüglich Erdbebenanregung, Berechnungs- und Bemessungsannahmen diskutiert, die das Erdbebenverhalten der neuen Stahlbetontragwandgebäude ungünstig beeinflusst haben könnten. Die Aufzählung ist nicht vollständig, sondern beschränkt sich auf die wichtigsten Punkte. Vertiefte Erkenntnisse sind aus den laufenden Untersuchungen in Chile zu einigen der Schadensfälle zu erwarten.

5.1 Nicht duktile Durchbildung der Stahlbetontragwände

Alle beschädigten Stahlbetontragwände, die während der Erkundungsmission gesehen wurden, waren nicht duktil, d.h. konventionell, konstruktiv durchgebildet. Die chilenische Normenregelung, welche besagte, dass eine Umschnürung der Endbereiche der Wände nicht notwendig ist, hat sicher zu den signifikanten Schäden an Stahlbetontragwänden beigetragen. Wie anfangs erwähnt, ist diese Ausnahmeregelung durch das zufriedenstellende Verhalten von Stahlbetontragwandgebäuden während des Erdbebens im Jahre 1985 begründet [NCh430-07]. Es handelt sich um eine erfahrungsbasierte Regelung, die sich vermutlich nicht auf Forschungsarbeiten abstützte. Seit 1985 hat sich die Konstruktionspraxis hinsichtlich der bevorzugten Wanddicke ungünstig verändert: Während die Gebäude in 1985 mehrheitlich Wanddicken von 30 cm aufwiesen, haben die neuen Gebäude eher Wanddicken von 15 cm [Moe10]. Ob diese Reduktion der Wanddicke mit einer Verbesserung der Betonqualität einherging ist nicht bekannt. Es scheint jedoch klar, dass die nicht duktile Durchbildung zusammen mit der dünneren Wanddicke ganz wesentlich zu den häufigen Biege-Druckversagen der Wände beigetragen hat. Weiter könnte die Nichtberücksichtigung von Kopplungseffekten infolge Decken und Querbalken eine Rolle gespielt haben. Letztere können zu deutlich größeren Beanspruchungen insbesondere in den außenliegenden Wänden führen.

5.2 Fehlende Kapazitätsbemessung

Viele der Hochhäuser waren durch ein relativ undurchsichtiges Tragsystem mit sehr vielen Elementen gekennzeichnet. Es ist deshalb davon auszugehen, dass der Bemessung keine klare Hierarchie der tragenden Bauteile zugrunde liegt, wie es die Kapazitätsbemessung vorsieht [PP92]. Als Folge davon treten die Schäden mehr oder weniger zufällig an verschiedenen Stellen auf und nicht wie bei der Kapazitätsbemessung einem gewählten, geeigneten Mechanismus folgend in den entsprechend duktil durchgebildeten Bereichen.

5.3 Fehlende Regularität im Aufriss

Bei einigen Hochhäuser wurden die Wandlängen im Erdgeschoss oder im ersten Untergeschoss gegenüber den darüberliegenden Geschossen verkürzt, um Platz für Eingangshalle oder Parkgarage zu schaffen (Bild 14). Damit wird die

Regularität des Tragwerks im Aufriss gestört und der verkleinerte Wandquerschnitt wird insbesondere im Übergangsbereich stärker beansprucht [Lag10]. Dies könnte die Lage der Bruchfläche am oberen Rand des betroffenen Geschosses in Bild 2b und Bild 8b erklären, d.h. gerade zuoberst im verkürzten Wandabschnitt.

5.4 Lange Dauer des Erdbebens

Die Starkbebenphase des Erdbebens dauerte im Hauptschadensgebiet mehr als 60 s. Dies ist sehr lange und setzt die Gebäude relativ vielen Zyklen ohne Versagen aus. Gebäude, deren Bauteile duktil durchgebildet sind, können eine bedeutend größere Anzahl Zyklen ohne Versagen überstehen. Nicht duktil ausgeführte Gebäude sind hingegen relativ empfindlich gegenüber der Zyklenanzahl, da die Steifigkeit und der Widerstand mit jedem Zyklus rasch abnehmen. Dies ist vermutlich mit ein Grund, warum die nicht duktil ausgebildeten Gebäude während des Centro-Sur-Erdbebens oft stark beschädigt wurden, obwohl sie auf Erdbebeneinwirkung ausgelegt waren. Die Erdbebenbemessung verhinderte jedoch in vielen Fällen fragile Schubversagen.

5.5 Antwortspektren für elastisches Verhalten

Ein Manko der chilenischen Norm liegt bei den Antwortspektren. Wie andere Aspekte der Norm scheint auch die Erdbebeneinwirkung eher auf Erfahrung, d.h. als Umhüllende von Starkbeben-Aufzeichnungen früherer Erdbeben in Chile, als auf einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse basiert zu sein. Problematisch ist dabei, dass nur sehr wenige Aufzeichnungen vorhanden sind. Chile ist

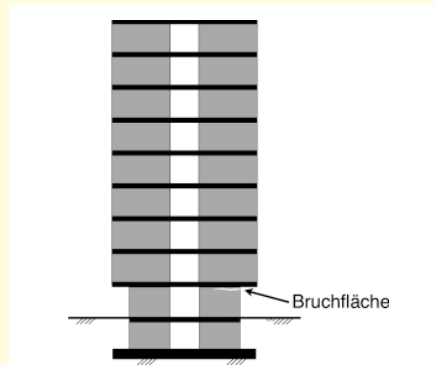


Bild 14. Aufriss eines Gebäudes mit verkürzten Wänden im Erdgeschoss und im Untergeschoss.

in drei große Erdbebenzonen, die ungefähr parallel zur Küste verlaufen, eingeteilt. Die maximale horizontale Bodenbeschleunigung auf Fels nimmt von der Küste zum Landesinneren von 0.4 auf 0.2 g ab. Ob diese Beschleunigungswerte aus heutiger Sicht zu tief sind, muss erst eine genauere Gefährdungsanalyse zeigen. Dabei ist auch zu beachten, dass der partielle Lastfaktor für die Bemessungssituation Erdbeben gemäß der Norm NCh 433 $\gamma=1.4$ und nicht wie z. B. im Eurocode 8 üblich $\gamma=1.0$ ist. Eine Anhebung der Spektren und die Einführung der Mikrozonierung steht zur Zeit in Chile zur Diskussion [Bor10].

In der Norm NCh 433 wird ein Spektrum lediglich für das Antwortspektrumverfahren festgelegt. Der Ersatzkraftindex für das statische Ersatzkraftverfahren wird mit einer separaten Gleichung definiert. Bild 15 zeigt für die verschiedenen

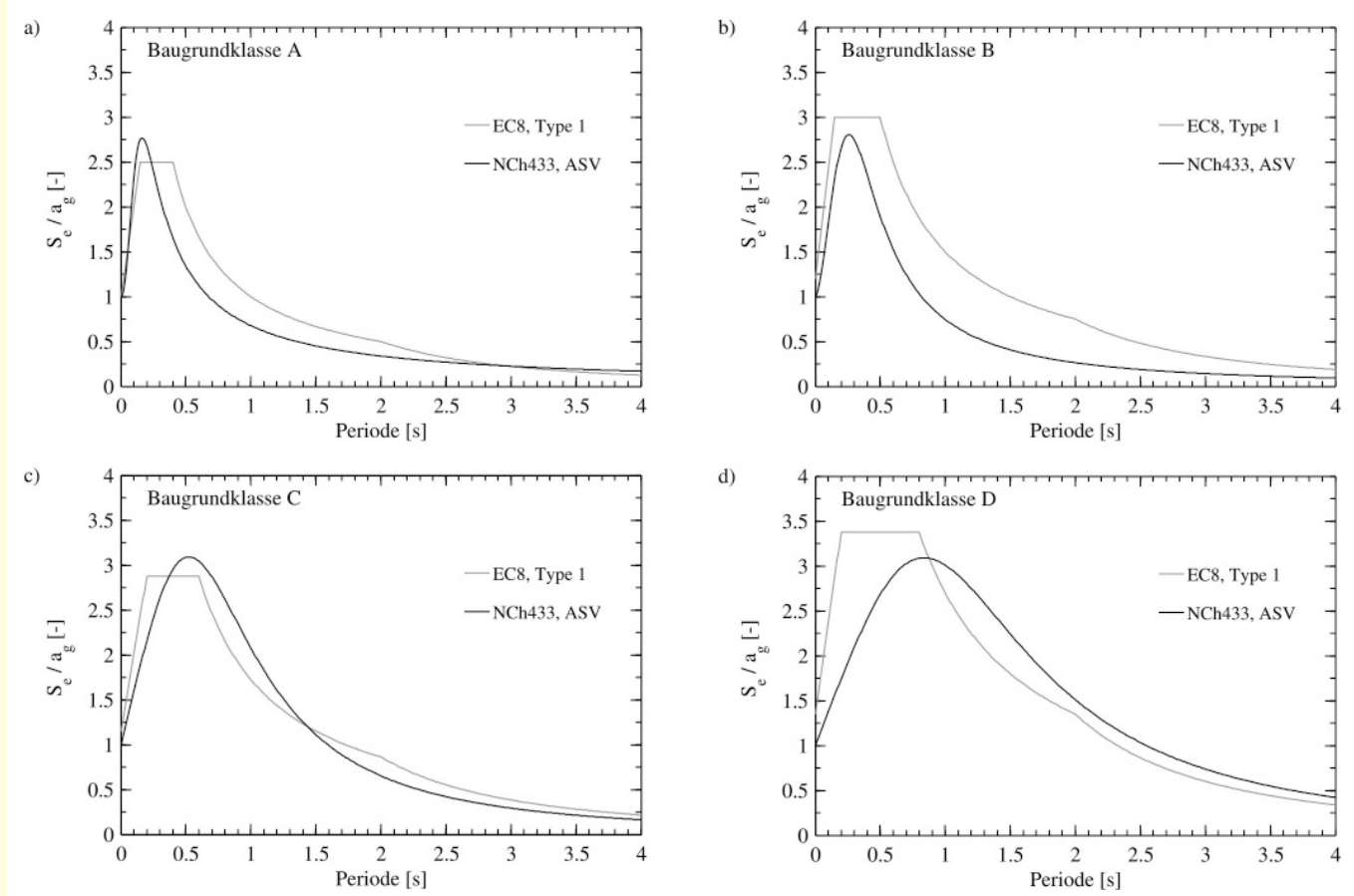


Bild 15. Vergleich der Antwortspektren der Beschleunigung in EC 8 und NCh 433 für elastisches Verhalten mit 5% viskoser Dämpfung, normiert bezüglich Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für Baugrundklasse A.

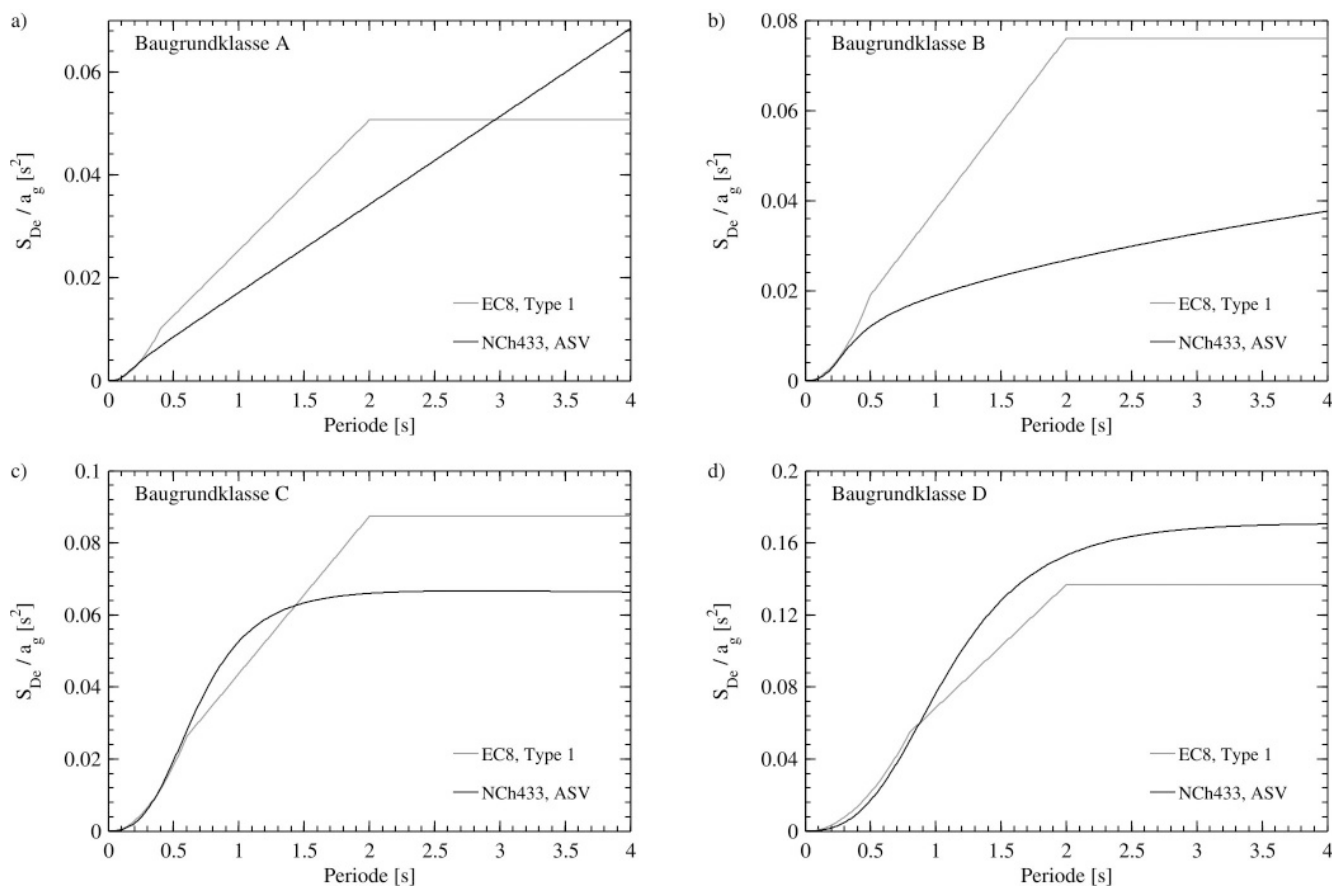


Bild 16. Vergleich der Antwortspektren der Verschiebung in EC 8 und NCh 433 für elastisches Verhalten mit 5% viskoser Dämpfung, normiert bezüglich Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für Baugrundklasse A.

Baugrundklassen die Antwortspektren für elastisches Verhalten mit 5% Dämpfung gemäß Norm NCh 433 im Vergleich zu den Spektren des Typs 1 des Eurocodes. Die Baugrundklassen I bis IV in NCh 433 können ungefähr den Baugrundklassen A bis D in EC 8 [CEN04] zugeordnet werden, wobei hervorzuheben ist, dass NCh 433 lediglich die oberen 10 m Boden zur Klassifizierung heranzieht, während in EC 8 die Baugrundverhältnisse bis in eine Tiefe von 30 m mit einbezogen werden. Vor allem im Periodenbereich von 0.5–2.0 s, der für Hochhäuser maßgebend ist, führt die chilenische Spektralförmung für steifere Baugrundklassen zu deutlich tieferen Spektralwerten (Bild 15). Dies ist besonders gut in den Verschiebespektren zu sehen (Bild 16). Die chilenischen Spektren sind mittels Exponenten, die von der Baugrundklasse abhängen, über den ganzen Periodenbereich kontinuierlich definiert. Dies führt v. a. im langperiodischen Bereich zu sehr unterschiedlichen Formen, wie es im Vergleich der Verschiebespektren zwischen NCh 433 und EC 8 in Bild 16 deutlich zu erkennen ist. Die chilenischen Spektren folgen nicht der generellen Form nach Newmark und Hall [NH82] mit Abschnitten konstanter Spektralwerte der Beschleunigung, Pseudogeschwindigkeit und Verschiebung, wie im EC 8.

5.6 Bemessungsspektren

Für die Bemessung werden die elastischen Antwortspektren in NCh 433 und EC 8 abgemindert, um dem inelastischen Verformungsvermögen und der Überfestigkeit der Tragwerke Rechnung zu tragen. Die Bemessungsspektren in Bild 17 wurden mit den für Stahlbetontragwandgebäude maximal

zulässigen Reduktionsfaktoren abgemindert. Für das Antwortspektrumverfahren wird in NCh 433 ein zu $1/T^n$ proportionaler Koeffizient definiert, für den auch minimale und maximale Werte angegeben werden. Der Exponent n ist von der Baugrundklasse abhängig. Für das Antwortspektrumverfahren werden die in Bild 15 dargestellten Spektren mittels eines Reduktionsfaktors abgemindert, der sowohl von der Periode T als auch vom der Baugrundklasse (Parameter T_0) und des Typus des Gebäudes (Parameter R_0) abhängig ist und auch durch einen Minimalwert der Spektralbeschleunigung beschränkt ist:

$$R = 1 + \frac{T}{0.10T_0 + \frac{T}{R_0}}$$

Für Stahlbetontragwandgebäude wird als maximaler Wert $R_0=11$ angegeben. Dies ergibt maximale Reduktionsfaktoren zwischen 7.85 und 9.00 für die vier verschiedenen Baugrundklassen. Als Vergleich wurden die Bemessungsspektren gemäß EC 8 für ein für die hohe Duktilitätsklasse (DCH) bemessenes Stahlbetontragwandgebäude ($q_0=4.0$) mit ungekoppelten Wandsystemen (Beiwert $\alpha_u/\alpha_1=1.1$) berücksichtigt [CEN04]. Der angenommene Verhaltensbeiwert ist daher $q=q_0 \cdot \alpha_u/\alpha_1=4.4$. Der Vergleich mit den Spektren nach EC 8 zeigt, dass die in der chilenischen Norm NCh 433 definierten Bemessungsspektren insbesondere für Baugrundklassen A und B zu deutlich tieferen Spektralwerten führen. Insbesondere das Ersatzkraftverfahren führt bei steiferen Strukturen, wie sie in Chile oft üblich sind, zu wesentlich kleineren horizontalen Kräften.

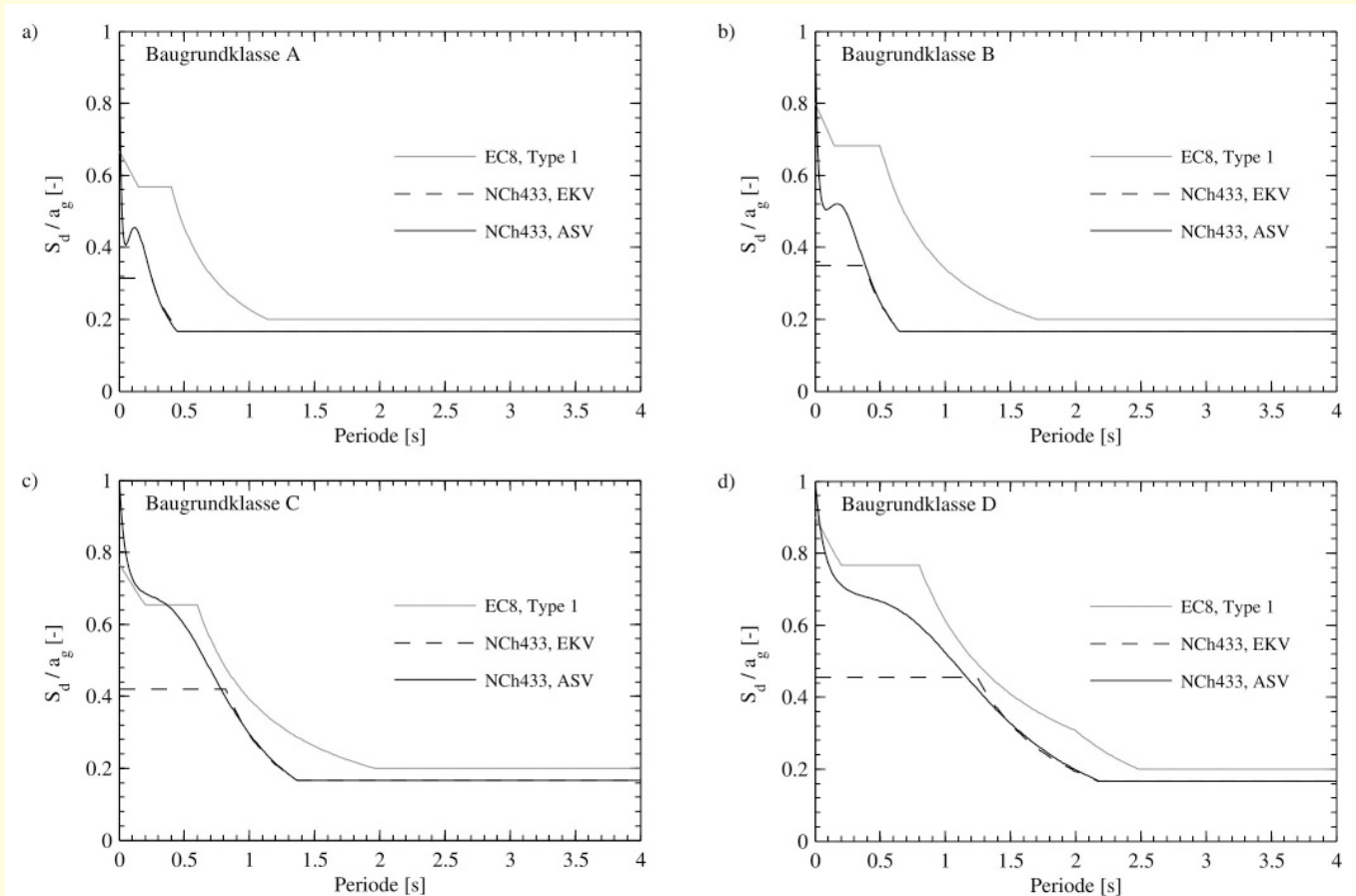


Bild 17. Vergleich der Bemessungsspektren für Stahlbetontragwandgebäude in EC 8 und NCh 433 (Ersatzkraftverfahren = EKV, Antwortspektrumverfahren = ASV), normiert bezüglich Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für Baugrundklasse A.

5.7 Höhere Eigenformen

Beim Antwortspektrumverfahren gemäß NCh 433 werden die Effekte höherer Eigenformen explizit durch die Überlagerung mehrerer Eigenformen mittels des CQC-Verfahrens berücksichtigt. Beim Ersatzkraftverfahren sind die Effekte höherer Ordnung implizit über die Berücksichtigung der ganzen Masse und in der anzunehmenden Verteilung der Ersatzkräfte über die Gebäudehöhe enthalten. Beim Antwortspektrumverfahren werden jedoch die Spektralwerte – wie auch im EC 8 – für die höheren Eigenformen mit dem gleichen Reduktionsfaktor abgemindert wie derjenige der ersten Eigenform. Verschiedene Studien (z. B. [EK88] und [PA02]) haben jedoch gezeigt, dass die inelastischen Verformungen sich hauptsächlich in einer Reduktion der Beanspruchungen, die aus der ersten Eigenform resultieren, niederschlagen, während die Beanspruchungen aus den höheren Eigenformen relativ unbeeinflusst bleiben. Solch ein Bemessungsansatz hat v. a. Auswirkungen auf Strukturen, bei denen höhere Eigenformen eine wesentliche Rolle spielen und gleichzeitig der Bemessung hohe Reduktionsfaktoren zu Grunde gelegt werden. Dies trifft auf Hochhäuser in Chile zu. Um die Schubkräfte, die aus den höheren Eigenformen resultieren, angemessen zu berücksichtigen, schlägt Priestley vor, die Schubkraftumhüllende für Stahlbetontragwandgebäude, die ein plastisches Gelenk am Wandfuß bilden, wie folgt zu berechnen [PA02, PCK07]:

$$V_i = \sqrt{V_{1i}^2 + V_{2Ei}^2 + V_{3Ei}^2 + \dots}$$

wobei V_i die Bemessungsschubkraft auf der Höhe des i -ten Stockwerks, V_{1i} die Schubkraft auf der Höhe des i -ten Stockwerks infolge der ersten inelastischen Modalform und der tatsächlich vorhandenen Momentenkapazität am Wandfuß (inklusive Überfestigkeit) und V_{nEi} die Schubkraft auf der Höhe des i -ten Stockwerks infolge der n -ten elastischen Modalform ist.

5.8 Vertikale Anregung

Neben der horizontalen Anregung verursachte das Erdbeben auch eine starke vertikale Bewegung. Da die vertikalen Eigenfrequenzen typischerweise einiges über den horizontalen liegen, kommt es zu mehr aber kleineren Zyklen in den Wänden. In der Norm NCh 433 werden diese nicht berücksichtigt. Auch gemäß EC 8 kann die vertikale Anregung für gewöhnliche Stahlbetontragwandgebäude vernachlässigt werden. Inwieweit sie Auswirkungen auf das Verhalten der Gebäude hatte und ob sie z. B. zum Teil für die starke Zerbröselung des Betons der Wände mit Biege-Druckversagen verantwortlich gemacht werden kann, müssen erst noch detaillierte Nachrechnungen zeigen.

6 Schlussfolgerungen

Das Ziel dieses Kapitels war es, einen Überblick über einige der während des Chile-Erdbebens beschädigten Stahlbetontragwandgebäude zu geben und verschiedene Aspekte, die zu diesen Schäden beigetragen haben könnten, ohne Anspruch auf Vollständigkeit zu diskutieren. Ein sehr häufiges Schadensbild in neuen, hohen Gebäuden war jenes des Bie-

ge-Druckversagens von Stahlbetontragwänden. Ursachen für dieses Versagen können verschiedenen Ursprungs gewesen sein und es ist anzunehmen, dass die Kombination verschiedener Gründe zu der starken Häufung des Schadensbild geführt hat. Auf der Widerstandsseite waren vermutlich ursächlich: Eine relativ dünne Wandbreite, fehlende Umschnürung des Betons und Stabilisierung der Längsbewehrung und Verkürzung der Wandlänge auf der Höhe des Erdgeschosses oder der Untergeschosse, um Platz für Eingangshalle oder Parkgarage zu schaffen. Auf der Beanspruchungsseite könnten unberücksichtigte Kopplungseffekte infolge

Decken und Balken zu deutlich größeren Axialkräften und -dehnungen vor allem in den außen liegenden Wänden geführt haben. Weiterhin ist es möglich, dass v. a. bei steifen Böden zu tiefe Spektralwerte im für Hochhäuser relevanten Periodenbereich und die Abminderung von Kräften aus höheren Eigenformen zu zu kleinen Bemessungskräften in den Wänden geführt haben, jedoch wird dies nicht als ursächlich für das Schadensbild betrachtet. Entscheidend auf der Beanspruchungsseite könnte jedoch die lange Dauer des Bebens gewesen sein, die v. a. erdbebenbemessene, aber nicht duktil durchgebildete Gebäude überbeanspruchen kann.

Literatur

[EERI10]

Earthquake Engineering Research Institute (2010) "The M_w 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010," *EERI Special Earthquake Report*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, United States.

[Mar+10]

Martin, C., Beyer, K. Colbeau-Justin, L., Devaux, M., Quistin, P., Vezin, J.-M. und Wenk, T. (2010) "Seisme du 27 Février 2010 du Chili ($M_w=8.8$) – Rapport de la mission AFPS/SGBE 9–16 avril 2010," *Technical report*, Paris, Frankreich.

[MVI 10]

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2010) "Chile unido reconstruyemejor", www.minvu.cl, Santiago, Chile.

[Ber56]

Bertling, H. (1956) "Development of Earthquake-Proof Construction in Chile," *Proc. of the World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, California, United States.

[WWM87]

Wood, S.L., Wight, J.K., Moehle, J.K. (1987) "The 1985 Chile Earthquake – Observations on earthquake – resistant construction in Vina del Mar," *Technical Report*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois, United States.

[Woo91]

Wood, S.L. (1991) "Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile Earthquake: Implications for the design of structural walls," *Earthquake Spectra* 7(4), pp. 607–638.

[Rid92]

Riddel, R. (1992) "Performance of R/C buildings in the 1985 Chile earthquake," *Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain.

[NCh430–07]

Instituto Nacional de Normalización (1996) "Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo," *Norma chilena NCh 430–2007*, Santiago, Chile.

[NCh 433–09]

Instituto Nacional de Normalización (2009) "Diseño sísmico de edificios," *Norma chilena NCh 433–2009*, Santiago, Chile.

[NCh 433–96]

Instituto Nacional de Normalización (1996) "Diseño sísmico de edificios," *Norma chilena NCh 433–1996*, Santiago, Chile.

[ACI05]

American Concrete Institute (2005) "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," *Design code ACI 318*, United States.

[Lag10]

Lagos, R. (2010) "Edificios Altos: Presente y Futuro en Chile," *Presentation at the National Earthquake Engineering Conference*, Santiago, Chile.

[Ast+10]

Astroza, M., Cabezas, F., Ofelia Moroni, M., Massone, L., Ruiz, S., Parra, E., Cordero, F., Mottadelli, A. (2010) "Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de febrero de 2010", Departamento de Ingeniería Civil Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile, Santiago, Chile.

[Res93]

Restrepo, J.I. "Seismic behaviour of connections between precast concrete elements," *Ph.D. thesis* 93–3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

[DBB09]

Dazio, A., Beyer, K. und Bachmann, H. "Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls," *Engineering Structures*, Vol. 31, Num. 7, S. 1556–1571.

[BDP08]

Beyer, K., Dazio, A. und Priestley, M.J.N. (2008) "Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12, Num. 7, S. 1023–1053.

[Moe10]

Moehle, J. (2010) "27 March 2010 Offshore Maule, Chile Earthquake," *Presentation slides*, available online: peer.berkeley.edu/events/pdf/2010/Moehle_LFE_briefing_in_Berkeley.pdf

[PP92]

Paulay, T. und Priestley, M.J.N. (1996), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley and Sons, New York, USA.

[CEN04]

CEN (2004) "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings," *European Standard EN 1998–1*, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.

[NH82]

Newmark, N. M., and Hall, W. J. 1982. "Earthquake Spectra and Design," *Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records*, Vol. 3, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, United States.

[EK88]

Eibl, J. and Keintzel, E. (1988) "Seismic shear forces in RC cantilever shear walls," *Proc. of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 9–1–1, Tokyo-Kyoto, Japan.

[PA02]

Priestley, M.J.N., Amaris, A.D. (2002) "Dynamic amplification of seismic moment and shear forces in cantilever walls," *Technical report*, IUSS Press, Pavia, Italy.

[PCK07]

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007), *Displacement-based seismic design of structures*, IUSS Press, Pavia, Italy.

Im Jahr 2010 wurden erneut zwei DGEF-Forschungspreise für sehr gute Dissertationen aus dem Gebiet des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik verliehen. Es handelt sich um die Arbeiten von Herrn Dr.-Ing. Robert Borsutzky und Herrn Dr.-Ing. Björn Elsche, deren Inhalte im Folgenden kurz dargestellt werden.

Zusammenfassung der Dissertation „Seismic Risk Analysis of Buried Lifelines / Seismische Risikoanalyse unterirdischer Versorgungsleitungen“ von Robert Borsutzky

In seismisch gefährdeten Gebieten ist die Widerstandsfähigkeit von Versorgungsleitungen – so genannten Lifelines – gegen Erdbeben von zentraler Bedeutung für die Zivilisation. Das seismisch bedingte Versagen von Lifelines und dessen desaströse Folgen offenbaren die Notwendigkeit von verlässlichen Modellen, die das dynamische Antwortverhalten dieser unterirdischen Strukturen unter Erdbebeneinwirkung realistisch abbilden können.

In der Arbeit „Seismic Risk Analysis of Buried Lifelines“ wird eine Methode entwickelt, mit welcher das Schadensrisiko von unterirdischen Versorgungsleitungen infolge von seismischen Wellenausbreitungseffekten analysiert werden kann. Diese Risikoanalyse umfasst die Wahrscheinlichkeiten des Auftretens der Gefährdung, der Exposition sowie der Verwundbarkeit. Zur Durchführung der Analyse wird ein dreidimensionales numerisches Modell entwickelt, welches das dynamische Verhalten von erdverlegten Rohrleitungen beschreibt. Bei der Entwicklung werden drei Schwerpunkte gesetzt:

- die detaillierte Abbildung der dynamischen Boden-Bauwerk-Wechselwirkung unter Berücksichtigung der Wellenabstrahlung ins Unendliche,
- die realistische Modellierung der seismischen Anregung sowie
- die globale Berücksichtigung von Unsicherheiten.

Zur Untersuchung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung wird eine hybride Finite Element-Scaled Boundary Finite Element Methode verwendet. Die Finite Element Methode ermöglicht dabei eine genaue Abbildung des Nahfeldes (Boden und Rohrleitung), die Scaled Boundary Finite Element Methode simuliert die Wellenabstrahlung ins Unendliche. Bei letztgenannter Methode können Effizienzsteigerungen ohne Genauigkeitsverluste durch die Reduzierung der Nichtlokalitäten in Raum und Zeit als auch durch den Einsatz von Substrukturmethoden erreicht werden.

Zur Modellierung der seismischen Wellenausbreitung im Nahfeld wird eine Zwei-Schritt-Prozedur basierend auf der Domain Reduction Method vorgestellt. Im ersten Schritt wird eine großmaßstäbliche, globale Simulation des Erdbebens mit Hilfe von numerischen Green'schen Funktionen durchgeführt. Die Erdbebenquelle wird dabei als komplexe, endliche Verwerfung modelliert. Aus dem ersten Schritt werden Kräfte im Nahfeld ermittelt, welche äquivalent zur globalen Erdbebenanregung sind. Diese Kräfte werden im zweiten Schritt auf das oben beschriebene hybride Modell aufgebracht. Diese Prozedur ermöglicht die Modellierung einer realistischen seismischen Wellenausbreitung innerhalb des Nahfeldes.

Darauf aufbauend wird eine ganzheitliche probabilistische Analyse durchgeführt, welche Parameter des kompletten Ausbreitungspfades der seismischen Wellen einbindet – angefangen bei der Erdbebenquelle, durch die Erdkruste, bis

hin zur untersuchten Struktur (d.h. in diesem Fall der unterirdischen Versorgungsleitung). Für dieses Verfahren wird ein Punktschätzverfahren eingesetzt, welches einerseits eine effiziente und verlässliche Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit einer Struktur ermöglicht und andererseits kompatibel zu deterministischen Finite Element Methoden ist.

Die Anwendbarkeit der vorgestellten Methode wird anhand der Simulation eines realen Erdbebens und der Analyse von Teilen eines Lifeline-Netzwerks in einer Gemeinde in der Emilia-Romagna, Italien, demonstriert. Darüber hinaus wird eine umfassende Parameterstudie durchgeführt, um die Einflüsse von numerischen Aspekten als auch von seismischen Parametern und von Konstruktionsdetails aufzuzeigen.

Die vorliegende Arbeit stellt damit ein Werkzeug zur ganzheitlichen Analyse des seismischen Schadensrisikos von unterirdischen Versorgungsleitungen zur Verfügung. Der Einsatz der vorgestellten Methode ist jedoch nicht auf unterirdische Versorgungsleitungen beschränkt, sondern erstreckt sich auch auf jede andere Struktur oder Region, welche einer seismischen Wellenbelastung ausgesetzt ist.

Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden

Bei Gebäuden, deren Wände aus Mauerwerk hergestellt sind, führen seismische Einwirkungen in der Regel zu Beanspruchungen, die nur durch Inanspruchnahme des nichtlinearen Verhaltens aufgenommen werden können. Für eine realitätsnahe und damit auch wirtschaftliche Bemessung der aussteifenden Mauerwerkswände ist es von besonderer Bedeutung, nicht nur die Beanspruchungen in den Wänden zu kennen, sondern darüber hinaus auch eine genaue Kenntnis vom Versagensverhalten und damit vom Tragwiderstand zu haben.

Gebäude, deren vertikaler Raumabschluss mit Mauerwerkswänden und deren Decken aus Stahlbeton hergestellt sind, entwickeln unter kombinierten vertikalen und horizontalen Einwirkungen ein charakteristisches Verformungs- und Beanspruchungsverhalten. In Abhängigkeit von den Steifigkeiten der Wände im Verhältnis zu den Steifigkeiten der Decken stellen sich am Übergang zwischen Wänden und Decken Einspannmomente ein, die durch die maximale Exzentrizität der vorhandenen Normalkraft begrenzt sind. Dies ist begründet in den Lager- und Stoßfugen, welche nahezu keine Zugkräfte übertragen können und führt zu den typischen Klaffungen. Gerade unter der wechselnden, horizontalen Einwirkung eines Erdbebens zeigt sich, dass die Verteilung der Schnittgrößen in den Aussteifungswänden deutlich variiert und daher eine bauartgerechte Modellierung erfordert. Hier hat sich gezeigt, dass mit einem nichtlinearen Tragwerksmodell (3D-FE-Modell), in dem das Klaffen an den Übergängen zu den Decken erfasst wird, die Wand-Decken-Interaktion und damit auch die Beanspruchungen in den Wänden gut nachvollzogen werden kann.

Sind die Beanspruchungen in den Wänden bekannt, so müssen diese dem Tragwiderstand gegenübergestellt werden. Hierbei ist es von Bedeutung, die Mechanik des Lastabtrages in der Mauerwerkswand unter kombinierter Vertikal- (infolge Eigengewicht) und Horizontallast (infolge Erdbeben oder Wind) nachzuvollziehen, um auch die in experimentellen

Versuchen an geschoßhohen Wänden ermittelten Tragwiderstände realitätsnah bestimmen zu können. Die nach der deutschen Mauerwerksnorm Norm DIN 1053-1 bestimmten Tragwiderstände zeigen teilweise nicht nur große Diskrepanzen bzgl. der experimentell bestimmten Tragwiderstände, sondern erfassen auch die im Versuch beobachteten Versagensarten (Steinzugversagen, Gleiten, Biegeversagen) nicht immer richtig. Es wird daher ein ganzheitlicher Ansatz für die gesamte Wand gewählt, welcher mechanisch begründet die Beanspruchungen in den Steinen bestimmt und damit die Grenzzustände realitätsnah identifiziert.

Die mit dem Tragwerksmodell bestimmten Beanspruchungen der aussteifenden Wände werden mithilfe eines mechanisch begründeten Ansatzes auf die für den Tragwiderstand entscheidenden Mauersteine in der Wand, welche idealisiert entlang der Druckstrebe anzusetzen sind, übertragen. Hierbei werden sowohl die Lager- und Stoßfugen als auch die Lage des Steines in der Wand berücksichtigt. Mit diesem Mo-

dell können die Grenzzustände am Stein abgeleitet werden, welche zu einer Begrenzung der Tragfähigkeit führen. Es ist dabei festzuhalten, dass das Versagen eines Steines im Eckbereich der Wand direkt zu einer Begrenzung der horizontalen Tragfähigkeit führt. Ein Versagen im Bereich der Wandmitte (Steinzugversagen oder Gleiten) führt zunächst zu einer Verringerung der Steifigkeit. Eine gewisse Laststeigerung ist dann durch Lastumlagerungen noch möglich. Die Horizontalverformung der Wand nimmt dabei deutlich zu und der Riss in der Wand wächst unter den gesteigerten Horizontallasten zu den Eckbereichen. Durch die zyklischen Einwirkungen ist ein „Atmen“ des Risses zu beobachten. Wenn der Riss einen Eckbereich erreicht, kann der horizontale Tragwiderstand nicht weiter gesteigert werden. Es ist ein deutlicher Widerstandsrückgang zu verzeichnen. Durch diesen ganzheitlichen und mechanisch begründeten Ansatz können die Tragwiderstände für ein Gebäude mit aussteifenden Mauerwerkswänden unter Horizontallasten wie Erdbeben oder Wind realitätsnah erfasst werden.

12. D-A-CH-Tagung 2011 am 15./16. September 2011 in Hannover Erdbeben und Baudynamik

1. Ankündigung und Aufruf zum Einreichen von Beiträgen

Die Deutsche (DGEB), die Österreichische (OGE) und die Schweizer (SGEB) Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik führen seit 1989 im zweijährigen Turnus gemeinsame Tagungen durch. Die 12. D-A-CH-Tagung wird am 15./16. September 2011 an der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (*BGR*) in Hannover stattfinden und von der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) organisiert.

Die Tagung wird mehrere Schwerpunktthemen behandeln:

- 100 Jahre Albstadt-Erdbeben
- Performance based design
- Dynamische Messungen zur Systemidentifikation und zum Systemmonitoring
- Beurteilung und Ertüchtigung bestehender Bauten

Interessenten werden gebeten, Kurzfassungen ihrer geplanten Beiträge zu diesen Themen im Umfang von einer Seite A4 als .pdf-Datei bis zum **31.12.2010** an dgeb@bauing.uni-weimar.de zu senden. Der Bescheid über Annahme der Beiträge erfolgt bis zum **15.2.2011** und die fertigen Manuskripte sind bis zum **30.7.2011** einzureichen.

Organisationskomitee: D. Kaiser, C. Könke
 Programmkomitee: T. Bistry, C. Butenweg, R. Flesch, K.-G. Hinzen,
 D. Kaiser, C. Könke, H. Sadegh-Azar, L. Stempniewski, T. Wenk