

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-

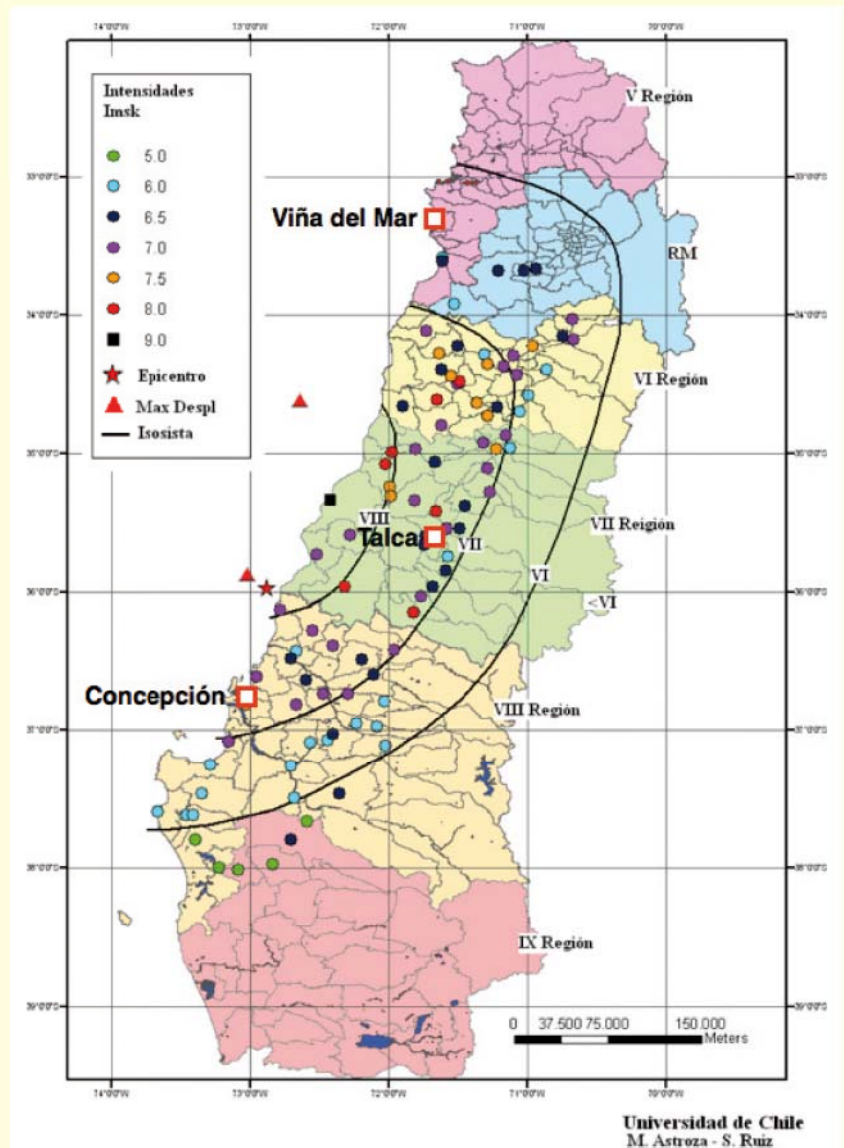


Bild 1. EMS-98-Intensitätskarte des Centro-Sur-Erdbebens mit den Städten Concepción, Talca und Viña del Mar [Ast+10].

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-Mauwerk, 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 300 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 zweigeschossigen 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 Nordendes 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 200000 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 Geschossdecke 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 aufgeraut 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

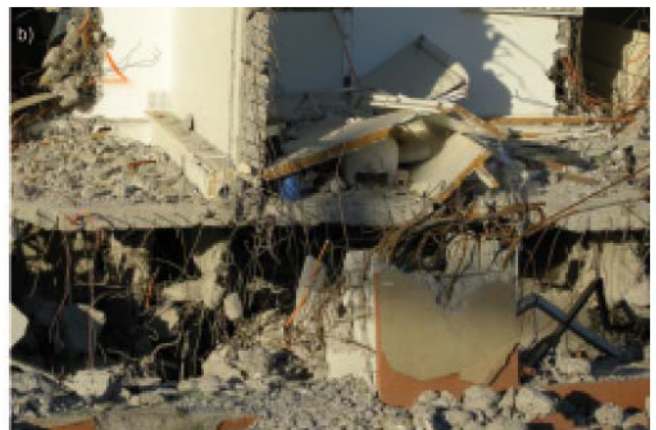


Bild 9. 15-stöckige Stahlbetontragwandgebäude Alto Rio in Concepción: Ansicht des nach links umgestürzten Gebäudes (a) und abgerissene Wände im Erdgeschoss (b).



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

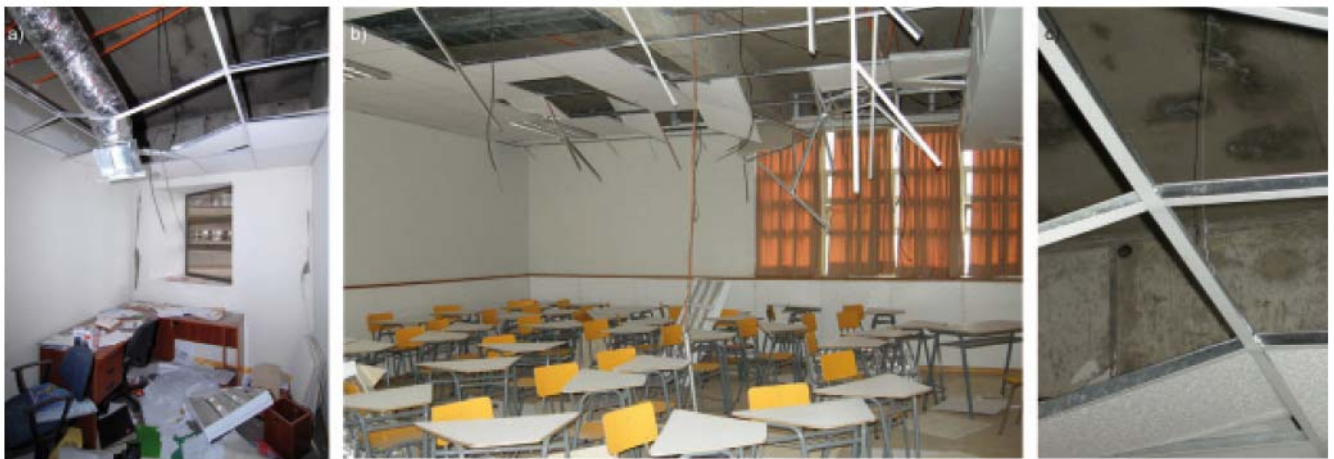


Bild 12. Gebäude für Grundlagenwissenschaften der Universität In Talca: Schäden an nicht-tragenden Bauteilen und Einrichtungen in Büro (a) und Hörsaal (b) sowie Detail der Schäden an der Aufhängung der abgehängten Unterdecke (c).

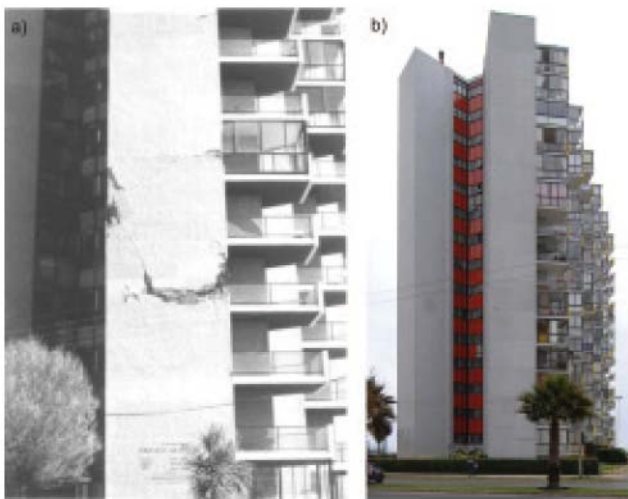


Bild 13. Gebäude Acapulco in Viña del Mar: Schäden an Stahlbeton-Aussenwand nach dem Erdbeben 1985 [WWM87] (a) und verstärkte, unbeschädigte Aussenwand nach dem Erdbeben 2010 (b).

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 im inelastischen Bereich 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 Erdbebeeinwirkung 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 Erdbebeeinwirkung 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

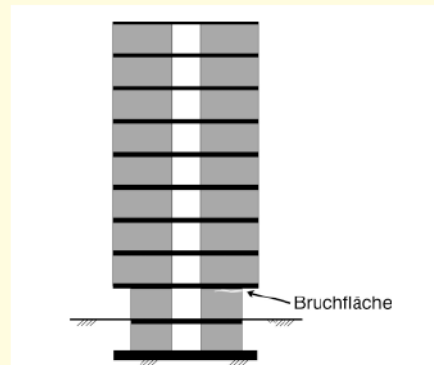


Bild 14. Aufriss eines Gebäudes mit verkürzten Wänden im Erdgeschoss und im Untergeschoss.

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

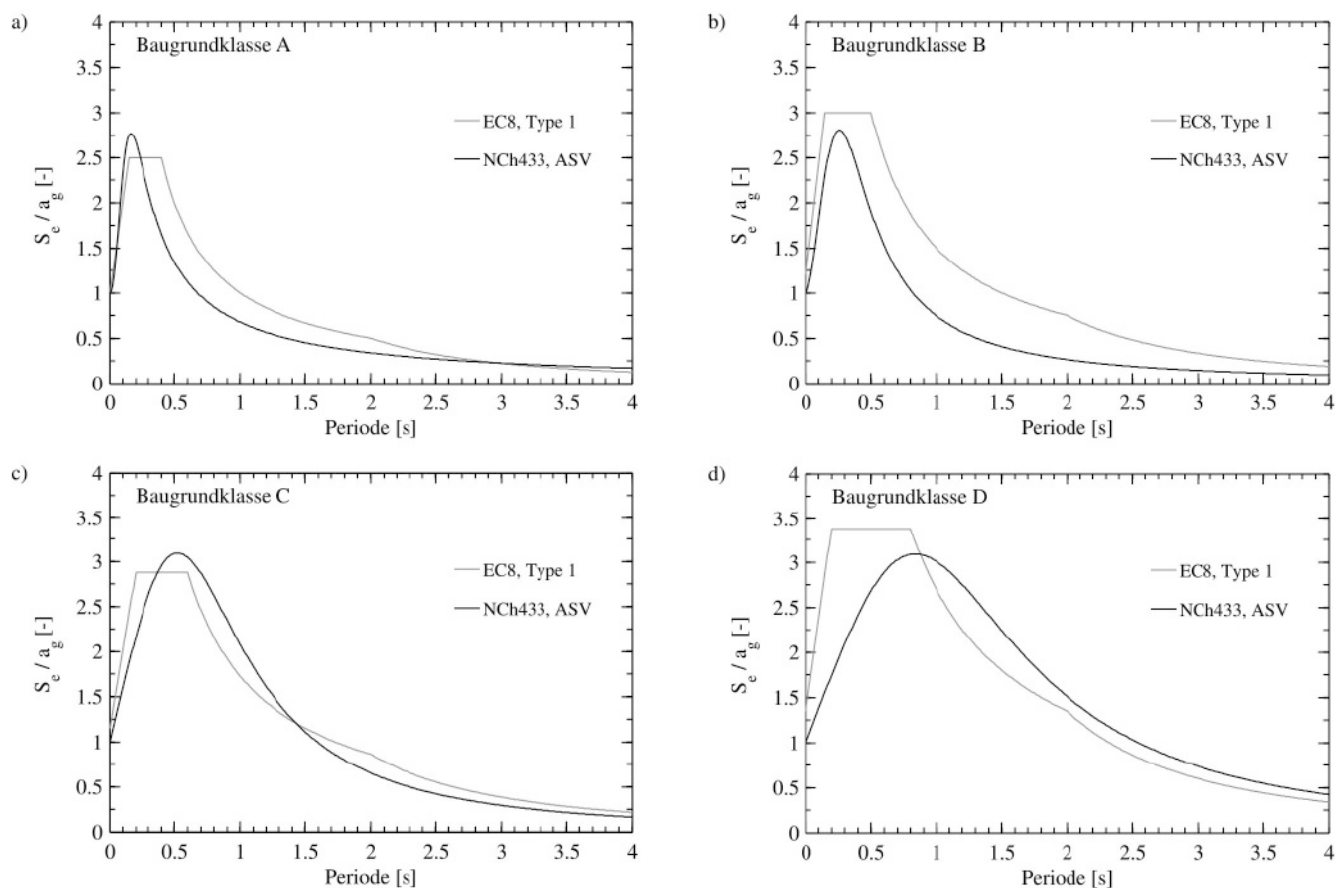


Bild 15. Vergleich der Antwortspektren der Beschleunigung in EC 8 und NCh 433 für elastisches Verhalten mit 5% viskoser Dämpfung, normiert bezüglich Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für Baugrundklasse A.

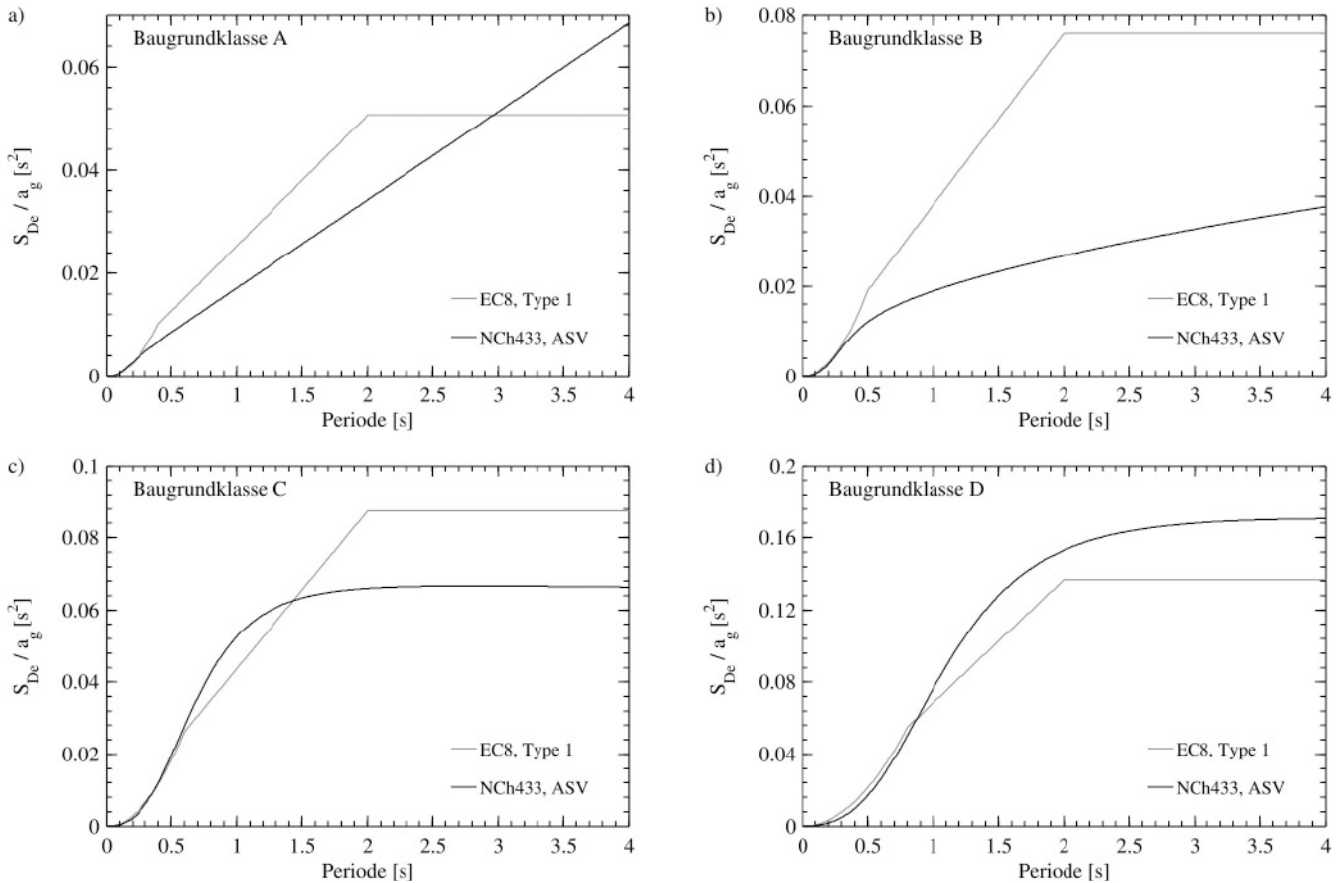


Bild 16. Vergleich der Antwortspektren der Verschiebung in EC 8 und NCh 433 für elastisches Verhalten mit 5% viskoser Dämpfung, normiert bezüglich Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für Baugrundklasse A.

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 gesamten 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.

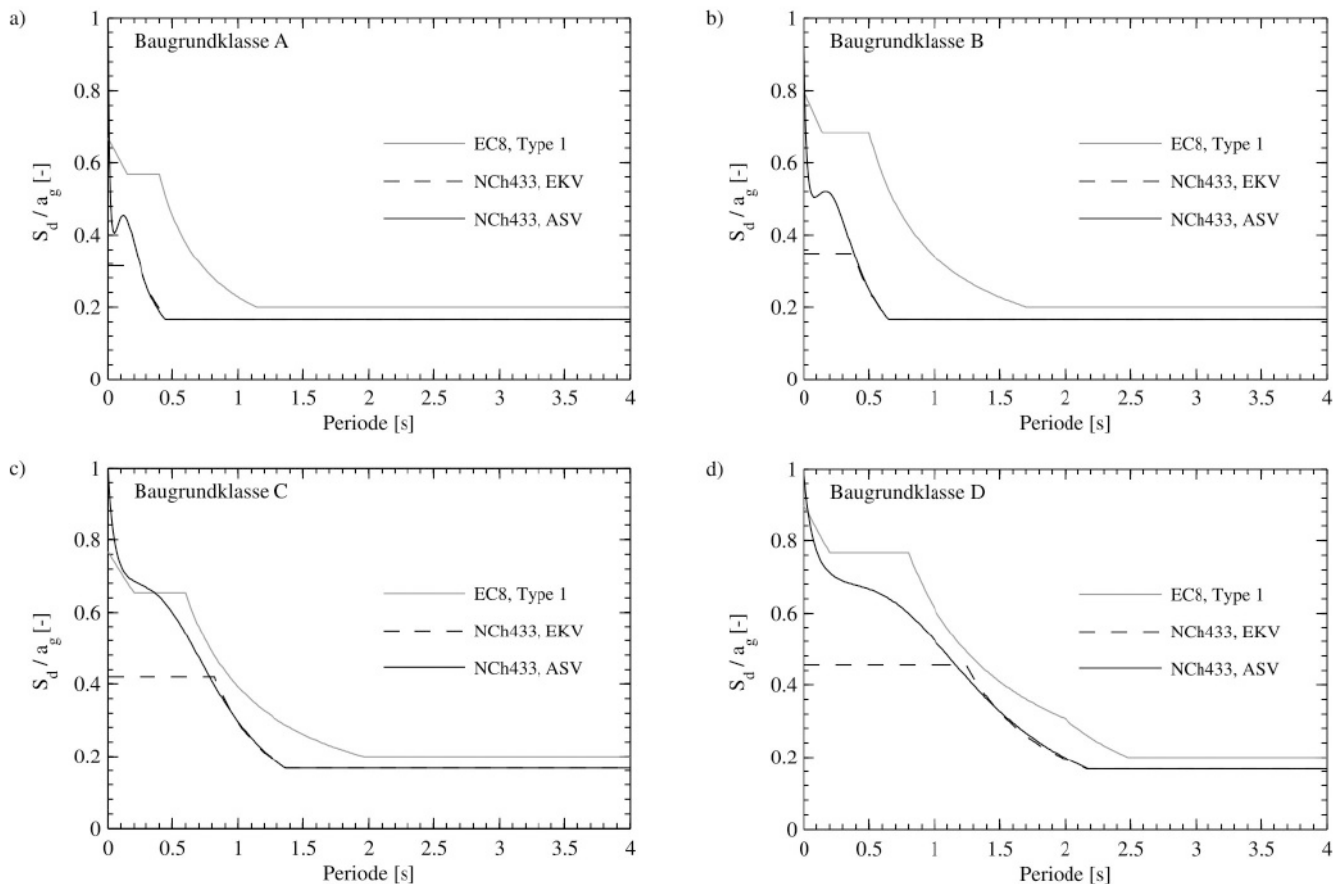


Bild 17. Vergleich der Bemessungsspektren für Stahlbetontragwandgebäude in EC 8 und NCh 433 (Ersatzkraftverfahren = EKV, Antwortspektrumverfahren = ASV), normiert bezüglich Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für Baugrundklasse A.

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/SGEB 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.