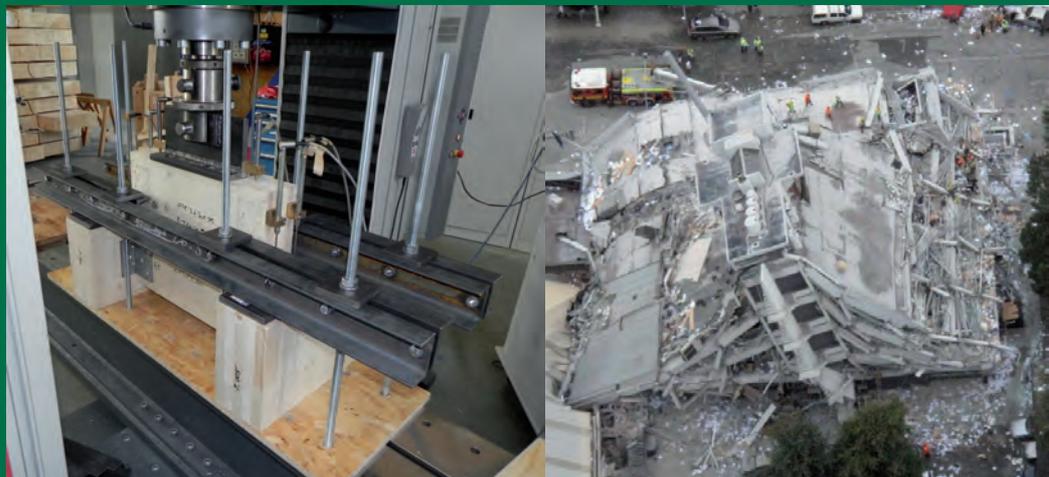


# 9. Grazer Holzbau-Fachtagung 9. GraHFT'11

## Tagungsband

### Außergewöhnliche Einwirkung - Erdbeben - im Holzbau



Institut für Holzbau und Holztechnologie  
holz.bau forschungs gmbh  
Fachverband der Holzindustrie Österreichs

Graz, am 29. September 2011

**Tagungsleitung**

Gerhard Schickhofer, Andreas Ringhofer

**Moderation**

Gerhard Schickhofer

**Veranstaltungsort**

Technische Universität Graz  
Inffeldgasse 16b, Hörsaal i12, 1.UG  
8010 Graz

**Tagungsband**

Andreas Ringhofer  
Markus Grabner  
Lektor: G. Schickhofer  
Auflage: 130 Stück

**Herausgeber**

holz.bau forschungs gmbh  
Inffeldgasse 24, A-8010 Graz  
Tel. +43 316 873 - 4601  
Fax. +43 316 873 - 4619  
www.holzbauforschung.at

Institut für Holzbau und Holztechnologie  
Inffeldgasse 24, A-8010 Graz  
Tel. +43 316 873 - 4601  
Fax. +43 316 873 - 4619  
www.lignum.at

Titelbilder: Prüfaufbau für zyklische Schubprüfung eines Winkelverbinders (Quelle: TU Graz)  
durch das Christchurch-Beben 2011 zerstörtes Gebäude, Christchurch, Neuseeland  
(Quelle: www.stuff.co.nz)

© 2011, holz.bau forschungs gmbh  
www.holzbauforschung.at  
ISBN: 978-3-200-02373-4

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Herausgebers ist es gestattet, diesen Tagungsband ganz oder teilweise auf fotomechanischem oder elektronischem Wege zu vervielfältigen.

Für den Inhalt der Einzelbeiträge sind ausschließlich die Verfasser verantwortlich, der Herausgeber behält sich geringfügige Änderungen der Formatierung vor.

... Plötzlich stieg er herab von dem zackigen Felsengebirge,  
Wandelnd mit hurtigem Gang; und es bebten die Höhn  
und die Wälder  
Weit von den unsterblichen Füßen des wandelnden Poseidaon

*Homer (850 v. Chr.)*

## Motivation

Jedes Jahr werden weltweit rund 170.000 Erdbeben registriert, wovon jedoch nur ein Bruchteil ein herausragendes Zerstörungspotential besitzt. Noch in Erinnerung sind uns die letzten Erdbeben in Italien, Chile und Japan. Grund genug für Forschung und Entwicklung in diesem Themenbereich. In Erdbeben gefährdeten und in Mitleidenschaft gezogenen Gebieten kann zumeist auf eine langjährige Forschungstätigkeit geblickt werden. Wozu also noch aktiv werden? Was sollte an Fragen noch unbeantwortet sein? Nimmt man den Eurocode 8 zur Hand, so wird zumindest ein Mangel offensichtlich. Nur spärlich finden sich - im Vergleich zu Ziegel- und Stahlbeton-Bauweisen - in dieser für die Nachweisführung gegenüber der außergewöhnlichen Einwirkung 'Erdbeben' so wichtigen europäischen Norm Angaben zum Verhalten verschiedener Holzbauweisen. Das selbe gilt für Zulassungen für die zahlreich vorliegenden Holz-Bauweisen. Sehr oft sind diese auf statische und quasi statische Einwirkungen beschränkt, nur selten findet man Angaben hinsichtlich des Verhaltens im Erdbebenfall. Hier ist Handlungsbedarf im Allgemeinen und im Besonderen hinsichtlich der Eigenheiten der im Rahmen dieser Fachtagung betrachteten Holz-Massivbauweise gegeben. Genau hier setzt die Erdbebenforschung an der TU Graz an.

Im Rahmen der diesjährigen Fachtagung werden nicht nur die Grundlagen gebracht, es wird auch auf die Erdbebennormung in Europa und deren nationalen Auslegungen eingegangen. Wesentlich erscheint es auch, einen Blick in die Vergangenheit zu richten, um erdbebenbewährtes für unser heutiges Bauen nutzen zu können. Von Bedeutung sind in diesem Zusammenhang die Inhalte und Ausrichtungen der aktuell laufenden Erdbebenforschungs- und -entwicklungsprojekte in Europa, aber auch die von Ingenieuren verwendeten Nachweisverfahren für den außergewöhnlichen Lastfall 'Erdbeben'. Die Umsetzung dieser Nachweisverfahren auf die Holz-Massivbauweise in Brettspertholz sowie die Modellbildung werden im Besonderen behandelt, wobei die aktuellsten Ergebnisse aus Prüfungen an der BSP-Verbindungstechnik Berücksichtigung finden. Das 'gutmütige' Verhalten von BSP-Gebäuden im Erdbebenfall wird nicht nur im Rahmen von Modellbildungen, sondern auch an 1:1-Modellen gezeigt.

## **Inhalt des Tagungsbandes**

- A Grundlegendes zur Baudynamik und Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke**  
R. Flesch
- B Erdbebennormung in Europa und deren nationale Auslegungen**  
A. Ringhofer, G. Schickhofer
- C Anforderungen an erdbebensichere Konstruktionen**  
G. Schickhofer, A. Ringhofer
- D Historic Examples of Seismic Design: General principles and construction techniques of Greek monuments against earthquake action and their utility to modern design**  
Z. Konteas
- E Erdbebenforschung, Entwicklung und Nachweisführung - in Deutschland**  
W. Seim
- F Erdbebenforschung, Entwicklung und Nachweisführung im Schweizer Holzbau**  
T. Wenk
- G Verbindungstechnik in BSP bei monotoner und zyklischer Beanspruchung – Statusbericht TU Graz**  
G. Flatscher, G. Schickhofer
- H Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panels and typical connections**  
I. Gavric, A. Ceccotti, M. Fragiaco
- I Seismic Behaviour of Cross-Lam Timber Buildings**  
A. Ceccotti, C. Sandhaas, M. Yasumura
- J Advanced models for seismic analyses of timber buildings**  
M. Fragiaco, G. Rinaldin
- K Die Holz-Massivbauweise in BSP im Vergleich mit anderen Bauweisen**  
A. Ringhofer, G. Schickhofer
- L Tragverhalten, Konzeption und Bemessung von mehrgeschossigen BSP-Tragstrukturen**  
A. Bernasconi

# A Grundlegendes zur Baudynamik und Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke

R. Flesch



	Univ.-Prof. DI Dr. techn. Rainer Flesch
1974	Diplom   TU Wien
1980	Doktorat   TU Wien
1980	Eintritt in die BVFA - Arsenal, Leiter AG Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen
1990	Lehrbefugnis für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen an der TU Graz
1996	tit. a.o. Univ.- Prof.
1997	Bereichsleiter Bauen/ Österr. Forschungs- und Prüfzentrum Arsenal Ges.m.b.H (ÖFPZ Arsenal)
2000	Geschäftsfeldleiter Verkehrswege/ arsenal research Arsenal Ges.m.b.H (ÖFPZ Arsenal)
2008	Allgemein beeideter und gerichtlich zertifizierter Sachverständiger 72.61 Schwingungstechnik, insbesondere Baudynamik und Erschütterungsschutz
2008	neuer Firmennamen AIT - Austrian Institute of Technology/ Mobility/ Department/ Transportation Infrastructure Technologies (TIT)
2010	Senior Scientist bei AIT

**Anmerkung:** Die in dieser Arbeit enthaltenen Textzitate betreffend die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten wurden von der ASI - Arbeitsgruppe 1011.03 (Kern, Stumwöhler, Bauer, Ehrlich, Fleisch, Hollinsky, Kolbitsch, Pech, Potucek, Renyi, Schwendemann und Ulreich) erarbeitet.

## 1 Erdbebeningenieurwesen

### 1.1 Seismologische Grundlagen

Der Vorgang im Herd eines Dislokationsbebens ähnelt einem Scherbruch, der infolge tektonischer Spannungen auftritt, die sich entlang einer meist schon existierenden Bruchfläche aufgebaut haben. Ein Teil der in der Bruchzone gespeicherten potentiellen Energie wird dabei in andere Energieformen übergeführt. Vollzieht sich der Vorgang langsam (bis etwa 10 cm/ Jahr), wird praktisch die gesamte freiwerdende Energie zur Verschiebung der beiden Bruchufer verbraucht. Bei größeren Geschwindigkeiten des Dislokationsvorganges geht ein Teil der Energie in die kinetische Energie von Erdbebenwellen über.

Der Ausgangspunkt eines Bebens wird als Hypozentrum, der im Abstand  $h$  (Herdtiefe) lotrecht darüber liegende Punkt an der Erdoberfläche als Epizentrum bezeichnet. Das Gebiet um das Epizentrum, in dem die seismische Bodenbewegung spürbar ist, wird als Schüttergebiet bezeichnet. Die Herdtiefe hat einen wesentlichen Einfluss auf die auftretenden Erdbebenschäden. Liegt ein Erdbebenherd nur wenige Kilometer unter einer menschlichen Ansiedlung, so können in einem eng begrenzten Gebiet erhebliche Schäden auftreten. Bei größeren Herdtiefen tritt bei gleicher frei werdender Energie zwar eine größere Schütterfläche auf, die Schäden sind jedoch meist geringer.

Die Erdbebenwellen durchlaufen teils als longitudinale und transversale Raumwellen das Erdinnere, teils breiten sie sich als Oberflächenwellen (Rayleigh- Wellen und Love- Wellen) entlang der Erdoberfläche aus. Die Geschwindigkeit der Longitudinalwellen ist etwa um den Faktor  $\sqrt{3}$  größer als die Geschwindigkeit der Transversalwellen. Da die Longitudinalwellen eines Erdbebens in einem herdfernen Ort somit vor den Transversalwellen ankommen, werden sie als P- Wellen (Primärwellen) und die Transversalwellen als S-Wellen (Sekundärwellen) bezeichnet.

Die Erdbebenwellen werden bei ihrer Ausbreitung durch das Erdinnere an den Schichtgrenzen, an denen sich die Materialeigenschaften ändern, reflektiert, gebrochen und gebeugt. Gleichzeitig wird sowohl der reflektierte als auch der gebrochene Teil einer Welle wieder in einen longitudinalen und einen transversalen Teil aufgespaltet. An der Erdoberfläche erfolgen praktisch nur eine Reflexion und zusätzlich eine Anregung von Oberflächenwellen in einem bestimmten Abstand vom Herd. Da sich Oberflächenwellen nur zweidimensional ausbreiten, nimmt ihre Amplitude mit zunehmender Entfernung vom Herd wesentlich langsamer ab als bei den sich dreidimensional ausbreitenden Raumwellen. Da Herde von Dislokationsbeben den größten Teil der seismischen Energie in Form von S-Wellen abstrahlen, werden Bauwerksschäden hauptsächlich durch die Erschütterungswirkung dieser Wellenart verursacht.

Zusätzlich zu den Reflexionen, Brechungen und Beugungen wirkt jede einzelne Bodenschicht wie ein Filter, welche den Frequenzgehalt der Welle verändert. Bestimmte Frequenzen werden verstärkt, andere abgeschwächt bzw. unterdrückt.

Falls z.B. Erdbebenwellen vom Fels ausgehend Lockergesteinsschichten durchlaufen, werden hierdurch die vorherrschenden Anregungsfrequenzen verschoben. Meist erfolgt eine Vergrößerung einzelner Spektralamplituden. Der Verstärkungsfaktor liegt in der Größenordnung 2 - 3, kann aber auch bis 6 ansteigen. Die Erschütterungsverstärkung durch Lockergesteinsschichten muss in jedem Fall beachtet werden. Die Europäische Erdbebennorm EN 1998-1 (Teil des Eurocode 8, EC 8) sieht zur Berücksichtigung des Bodens im Wesentlichen die Bodenklasse A - E vor.

Wegen der komplexen Ausbreitungsvorgänge kommt es zur lagemäßig nicht voraussagbaren Ausbildung von Wellenbäuchen und Wellenknoten. Einzelne Bauwerke, die auf Wellenknoten stehen, werden kaum Beschädigungen erfahren. Hingegen kommt es bei Bauwerken, die sich auf Wellenbäuchen befinden meist zu starken Schäden. Somit kann es durchwegs passieren, dass hinsichtlich Typ und Qualität vergleichbare Bauwerke einmal stark und einmal gar nicht beschädigt werden. Bei der Bemessung muss man stets davon ausgehen, dass sich das Bauwerk auf einem Wellenbauch befindet.

Der Begriff Magnitude wird zur globalen Charakterisierung der Stärke des Herdvorganges verwendet. Zur Bestimmung werden die Maximalausschläge seismischer Registrierungen herangezogen. Die Magnitude  $M$  eines Erdbebens (gemäß der nach oben hin offenen Richter - Skala) steht größenordnungsmäßig mit der beim Herdvorgang freigesetzten kinetischen Energie in einem empirischen Zusammenhang. Die Zunahme der Magnitude um  $\Delta M = 1$  entspricht hierbei einer Vervielfachung der seismischen Energie um den Faktor 32. Bei gerade noch spürbaren Flachherdbeben liegt die Magnitude im Bereich 1 - 2, bei den stärksten Ereignissen in Mitteleuropa im Bereich 5 - 6. Die größten Erdbeben auf der Erde erreichen etwa die Magnitude  $M = 9$ .

Die Intensität eines Erdbebens ist ein Maß für seine lokale makroseismische (d.h. ohne instrumentelle Hilfsmittel erfassbare) Wirkung auf den Menschen, auf Bauwerke und auf die Landschaft. Ein Erdbeben hat demnach eine bestimmte Magnitude, aber eine von Ort zu Ort verschiedene Intensität. Die im Epizentrum auftretende Maximalintensität (Epizentralintensität) wird mit  $I_0$  bezeichnet. Die Intensität wurde ursprünglich nach der 12- teiligen Skala von Mercalli, Cancani und Sieberg angegeben. In späterer Folge wurden weitere, an den modernen Stand der Bautechnik besser angepasste Skalen, z.B. EMS-98, entwickelt. Erdbeben mit den Intensitätsgraden 1 bis 5 sind für den Menschen unterschiedlich stark fühlbar. Bei den Graden 6 - 8 treten leichte, mittlere bzw. schwere Schäden an Gebäuden auf. Die Grade 9 bis 12 beschreiben dann die Szenarien weitgehende Zerstörung bis Verwüstung.

Beim Auftreffen der Wellen auf die Fundamente von Bauwerken werden diese beschleunigt. Hierdurch entstehen die sogenannten Erdbebenkräfte, die sich der Bewegung entgegenstellen. Die Größe dieser Kräfte ist von der Bauwerksmasse, dem Eigenschwingverhalten des Bauwerks und der Beschleunigung abhängig.

### 1.2 Bauwerksverhalten bei Erdbebanregung

Beim Erdbeben tritt sowohl eine horizontale als auch eine vertikale Beschleunigung des Bodens auf. Bauwerke besitzen meist eine dominante Hauptbelastungsrichtung - normalerweise die vertikale Richtung. Durch die Bemessung auf die in diese Richtung wirkenden statischen Kräfte wird gleichzeitig ein bestimmter Grad der Erdbebensicherheit erzielt. Bemessungen auf Erdbeben sind daher hauptsächlich für die horizontalen Achsen wesentlich. Bei manchen Bauwerken muss jedoch auch die vertikale Erdbebeneinwirkung berücksichtigt werden (z.B. bei weit auskragenden Bauteilen).

Sehr steife, gedrungene Bauwerke (z.B. gut ausgesteifte Gebäude mit wenigen Geschoßen), die sehr schnell schwingen und sich dabei wenig verformen, werden durch das Erdbeben praktisch nicht zu eigenen Schwingungen angeregt. Sie folgen der Bodenbeschleunigung als starrer, unverformter Körper. Für die Erdbebenkräfte ist somit nur die Bodenbeschleunigung maßgeblich.

Sehr weiche, schlanke Bauwerke (z.B. Türme, Maste, hohe oder wenig ausgesteifte Gebäude) schwingen langsam und verformen sich dabei stark. Sie können sich durch ihre Verformung der Bodenbeschleunigung in gewissem Maße entziehen, sodass ihre Schwingungen hinter denen des Bodens zurückbleiben. Dies führt gegenüber einem steifen unverformten Bauwerk zu einer Abminderung der Erdbebenbelastung.

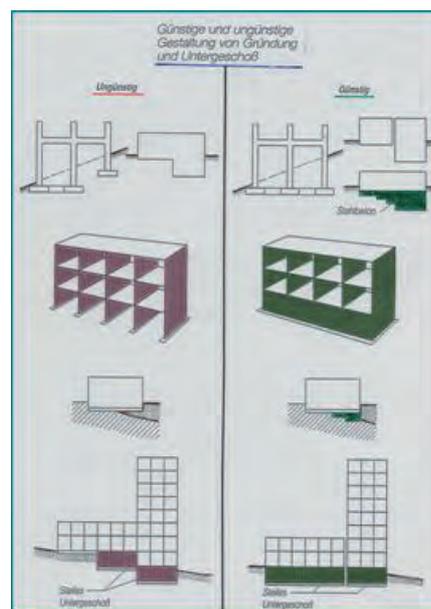
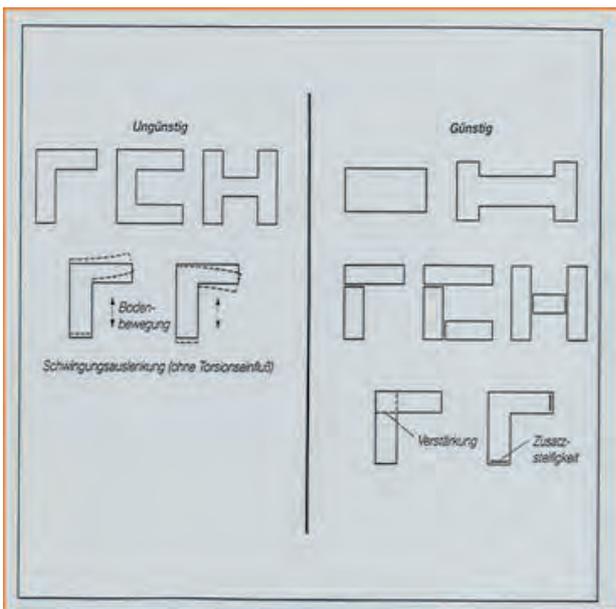
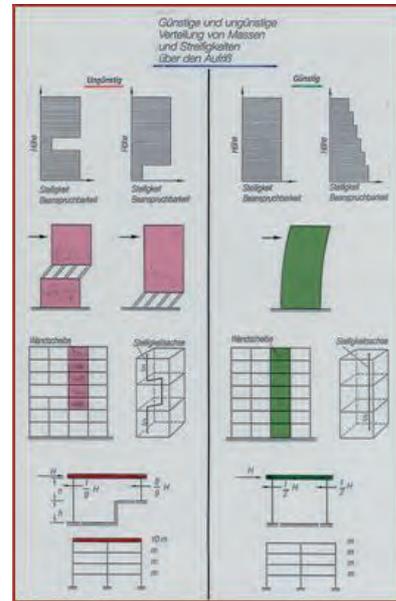
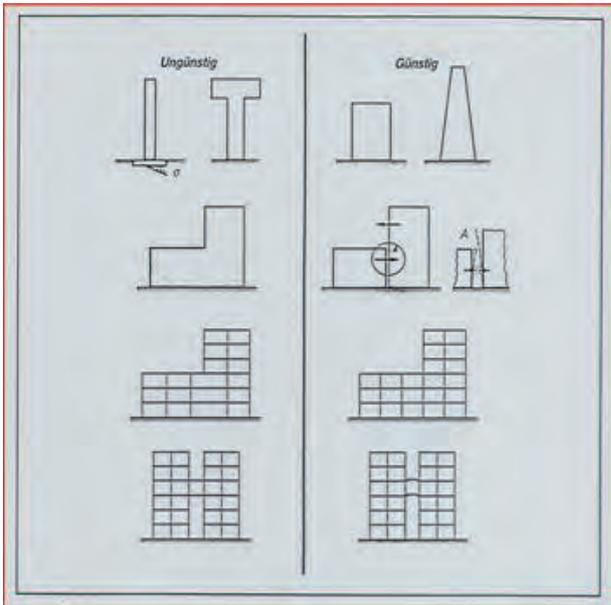
Bauwerke mit mittlerer Steifigkeit können durch das Erdbeben zu Eigenschwingungen angeregt werden. Diese Schwingungsbewegung überlagert sich dann derjenigen des Bodens. Die sich hierdurch ergebende Erdbebenbelastung kann ein Mehrfaches der Belastung des steifen, unverformten Bauwerks betragen.

Der Baugrund hat einen wesentlichen Einfluss auf die Erdbebenbelastung. Falls starke Frequenzkomponenten im Bodenbeschleunigungszeitverlauf mit Bauwerkseigenfrequenzen zusammenfallen, kommt es zu maßgeblichen Resonanzverstärkungen. Die Bebenwirkung auf weichem und unvertefestigtem Baugrund ist meist viel stärker als auf festem Boden.

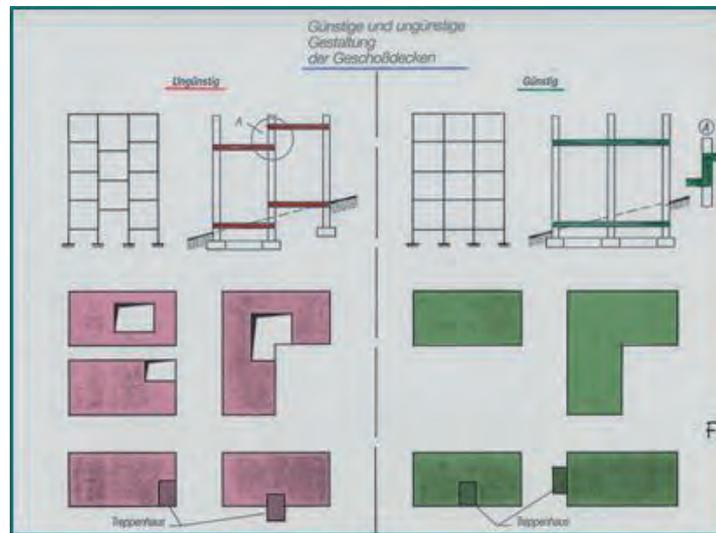
Nach zahlreichen Starkbeben auf der ganzen Welt wurden Besichtigungen und Beurteilungen von Erdbebenschäden vorgenommen. Es wurden Berichte erstellt, aus denen sich die Grundregeln des erdbebensicheren Konstruierens ableiten lassen. Es wurde gezeigt, dass Bauwerksschäden überwiegend folgende Ursachen besitzen:

- mangelnde Qualität der Baustoffe
- mangelnde Qualität des Bauwerks
- Nichtbeachtung der Grundregeln des erdbebensicheren Konstruierens

Falls die Verteilung der Massen und Steifigkeiten im Grund- und Aufriss des Bauwerks möglichst regelmäßig ist, besitzt es einen guten Erdbebenwiderstand. Insbesondere sollen Drehbewegungen um die vertikale Achse zufolge Unregelmäßigkeiten im Grundriss vermieden werden. Sehr gefährlich sind auch große Steifigkeitsunterschiede zwischen angrenzenden Stockwerken (z.B. weiche Erdgeschoße zufolge von Geschäftslokalen, Eingangshallen, Lobbys etc.). Besonders wichtig für ein gutes Verhalten bei Erdbeben ist auch das Vorhandensein von horizontalen Umschließungen (bei Mauerwerksbauten Ringanker, Rost) in den Deckenhorizonten. Die Grundregeln des erdbebensicheren Konstruierens werden in der einschlägigen Fachliteratur (z.B. [2]) umfassend dargestellt. Die Abbildungen 1.1 und 1.2 beinhalten einige Beispiele von für die Erdbebensicherheit ungünstigen bzw. günstigen Lösungen.



**Abb. 1.1:** Grundregeln des erdbebensicheren Konstruierens. Beispiele für ungünstige und günstige Lösungen im Grundriss, Aufriss, Fundierungsbereich, etc.



**Abb. 1.2:** Grundregeln des erdbebensicheren Konstruierens. Beispiele für ungünstige und günstige Lösungen im Grundriss, Aufriss, Fundierungsbereich, etc.

Zu beachten ist ferner, dass die Steifigkeiten von nichttragenden Elementen im Falle eines Erdbebens wirksam werden. Erstens ergeben sich hierdurch gegenüber der reinen Tragstruktur höhere Bauwerkseigenfrequenzen und zweitens sind massive Schäden an den nichttragenden Elementen zu erwarten, weil diese für derartige Beanspruchungen meist nicht ausgelegt sind.

In praktisch jedem Land gibt es eine Nationale Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (in Österreich die OGE, <http://www.oge.or.at>). Ferner bestehen einige internationale Vereinigungen, wie z.B. die European Association for Earthquake Engineering (EAEE, <http://www.eaee.boun.edu.tr>). Die Erdbebengesellschaften tragen durch die Organisation von Konferenzen und Seminaren wesentlich zur Weiterentwicklung im Erdbebeningenieurwesen bei.

### 1.3 Eurocode 8

Im Jahr 1955 trat in Österreich die erste Erdbebennorm in Kraft. Davor hat man beim Entwurf von Bauwerken keine horizontalen Erdbebenkräfte in Rechnung gestellt. Wie in allen anderen Ländern der Erde gab es mehrere Generationen von Erdbebennormen. Die erste Norm bestand im simplen Ansatz: horizontale Erdbebenkraft = Bauwerksmasse x Bodenbeschleunigung. Zu Beginn gab es nicht einmal Erdbebenkarten, aus denen die Bodenbeschleunigung am Standort ermittelt werden konnte. Im Laufe der Jahre wurden dann - entsprechend dem Stand der Wissenschaften - weitere Parameter in die Berechnung der Erdbebenkräfte aufgenommen, um das tatsächliche Schwingungsverhalten möglichst realistisch nachzuvollziehen. Das heutige Standard - Berechnungsverfahren ist das Antwortspektrumverfahren.

Mitte 2009 wurden in Österreich die Eurocodes eingeführt und die Vorgängernormen zurückgezogen. Zuvor wurde die OIB (Österr. Institut für Bautechnik) - Richtlinie 1 Mechanische Festigkeit und Standsicherheit,- basierend auf Beratungsergebnissen einer von der Landesamtsdirektorenkonferenz zur Harmonisierung bautechnischer Vorschriften eingesetzten Länderexpertengruppe, erarbeitet. Diese Richtlinie wurde 2008 von den Ländern Burgenland, Tirol, Vorarlberg und Wien für verbindlich erklärt.

In der OIB Richtlinie 1 ist festgeschrieben, dass die Zuverlässigkeit der Bauwerke den Anforderungen gemäß ÖNORM EN 1990 zu genügen hat. Hierdurch wurde die Anwendung sämtlicher Eurocodes zunächst einmal in den vier obigen Bundesländern verbindlich. Die OIB Richtlinie 1 legt weiters folgenden, auch für die Erdbebeneinwirkung sehr bedeutenden Grundsatz fest:

Bei der Planung, Berechnung und Bemessung der Tragwerke oder Tragwerksteile von Bauwerken, die im Schadensfall hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen verursachen (Schadensfolgeklasse CC3 gemäß ÖNORM EN 1990, Anhang B), müssen die tragwerksspezifischen Überwachungsmaßnahmen durch unabhängige und befugte Dritte (Überwachungsmaßnahme DSL3 gemäß ÖNORM EN 1990, Anhang B) durchgeführt werden. Darunter fallen jedenfalls die folgenden Bauwerke:

- Bauwerke mit aufgrund ihrer Nutzung lebenswichtiger Infrastrukturfunktion (z. B. Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für das Katastrophenmanagement, Krankenhäuser, Kraftwerke, Telekommunikationseinrichtungen).
- Bauwerke mit wichtiger sozialer Funktion (z. B. Kindergärten, Schulen).
- Bauwerke mit einem Fassungsvermögen von mehr als 1000 Personen (z. B. Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen, Einkaufszentren, Sportstadien).

Der Eurocode 8 regelt die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben und gliedert sich in folgende 6 Teile:

- 1.) ÖNORM EN 1998-1: 2005 Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- 2.) ÖNORM EN 1998-2: 2006 Brücken
- 3.) ÖNORM EN 1998-3: 2005 Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden
- 4.) ÖNORM EN 1998-4: 2006 Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen
- 5.) ÖNORM EN 1998-5: 2004 Gründungen, Stützbauwerke und Geotechnische Aspekte
- 6.) ÖNORM EN 1998-6: 2005 Türme, Maste und Schornsteine

Zu jedem der 6 Teile gibt es ferner das nationale Anwendungsdokument mit den national festgelegten Parametern bzw. nationalen Erläuterungen und Hinweisen zur Anwendung (bezeichnet als ÖNORM B 1998-x).

Oberstes Ziel der EN 1998-1 ist der Schutz des menschlichen Lebens. Das Gebäude darf beim 475 - jährlichen Erdbeben in gezielt vorgesehenen und konstruktiv entsprechend durchgebildeten Tragwerksteilen (Fließgelenke) kontrollierte plastische Verformungen erfahren, muss dabei aber standsicher bleiben, damit die Bauwerksbenutzer nicht verletzt oder gar getötet werden. Durch diese plastischen Verformungen wird dem schwingenden System - vergleichbar einer Dämpfung, aber in wesentlich größerem Ausmaß - Energie entzogen. Die Berechnung gemäß EN 1998-1 erfolgt in der Regel linear, das nichtlineare Verformungspotential wird dann durch material- und bauwerkstypabhängige Verhaltensfaktoren berücksichtigt, die zu einer Abminderung der Entwurfskräfte führen.

Die EN 1998-1 sieht folgende linearen Berechnungsverfahren vor:

- das "vereinfachte Antwortspektrumverfahren" für Hochbauten, welches bei Vorliegen bestimmter Bedingungen angewandt werden darf
- das "multimodale Antwortspektrumverfahren", welches für alle Arten von Hochbauten anwendbar ist (Referenzmethode des EC 8)

Hinzu kommt noch die nicht extra erwähnte lineare Zeitverlaufsberechnung. Als Alternative zu den linearen Methoden darf auch eine nichtlineare Methode verwendet werden, wie z.B.:

- die nichtlineare statische (pushover) Berechnung oder
- die nichtlineare Zeitverlaufsberechnung.

Die EN 1998-1 sieht die Bauwerks - Bedeutungskategorien I bis IV vor. In die Kategorie III fallen alle Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z.B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw. Zur Kategorie IV gehören alle Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw. Die EN 1998-1 sieht für die Berechnung derartiger Bauwerke strengere Vorschriften bzw. höhere Entwurfskräfte vor. Im österreichischen nationalen Anwendungsdokument wurde konsequent die Strategie verfolgt, dass für Bauwerke der Bedeutungskategorien III und IV, die sich in den Erdbebenzonengruppen 3 und 4 befinden, eine besonders strenge Vorgangsweise anzuwenden ist. Die Zonengruppen 3 und 4 erstrecken sich im wesentlichen von Villach über die Mur- Mürztalfurche nach Nordosten. Die Teile von Wien, die sich südwestlich der Donau befinden, gehören ebenfalls zur Zonengruppe 3. Es gibt dann noch einige "Starkbebeninseln", wie z.B. den Raum Innsbruck und Hall i.T. Die Zonengruppe 3 umfasst etwa 16% und die Zonengruppe 4 etwa 4% der Fläche des Bundesgebietes.

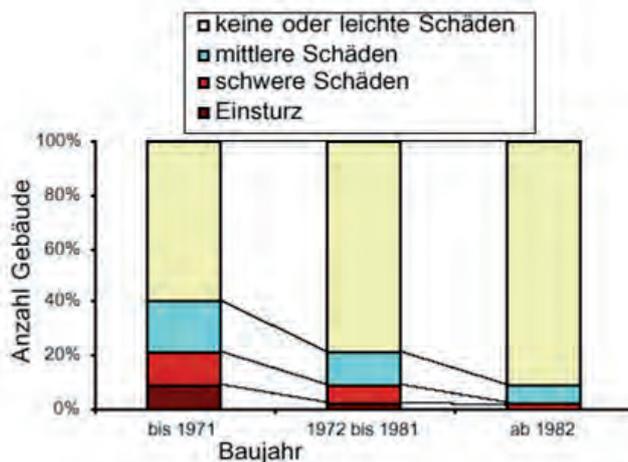
Die EN 1998-1 trägt der Wichtigkeit der Regelmäßigkeit in Grund - und Aufriss voll Rechnung. Sowohl das erforderliche Rechenmodell als auch das Analyseverfahren hängen von der Regelmäßigkeit ab. Bei hoher Regelmäßigkeit können für die Berechnung einfachere und weniger aufwendige Methoden angewendet werden.

Falls für die Berechnung des Bauwerks die Antwortspektrenmethode verwendet wird, benötigt man den in der Erdbebenkarte für den gegenständlichen Standort angegebenen Referenzwert der horizontalen Bodenbeschleunigung.

Die genaueste Methode der Baudynamik ist die Zeitverlaufsanalyse, bei der jeweils mehrere gemessene oder künstlich generierte Erdbeben- Beschleunigungszeitverläufe verwendet werden. Die Erdbebendauer - insbesondere die Dauer der Starkbebenphase - hat einen großen Einfluss auf das tatsächliche Verhalten bei Erdbeben. Dieser Einfluss lässt sich am besten bei Durchführung eine Zeitverlaufsanalyse erfassen.

Nach zahlreichen Beben auf der ganzen Welt wurden Untersuchungen durchgeführt, inwieweit jene Bauwerke, die nach moderneren Normen entworfen wurden, weniger Erdbebenschäden erlitten haben. Die Antwort ist eindeutig. Die modernen Normen führen zu einer deutlich erhöhten Erdbebensicherheit (siehe Abbildung 1.3).

Der EC 8 ist derzeit die modernste Erdbebennorm der Welt. In einigen Regionen außerhalb Europas überlegt man bereits, den EC 8 ebenfalls zu übernehmen.



**Abb. 1.3:** Einfluss des Baujahres, nach Generation der japanischen Erdbebennorm gegliedert, auf das Schadensausmass von 2000 Gebäuden im Stadtteil Chuo von Kobe, Erdbeben Jänner 1995.

Das größte Problem hinsichtlich Erdbebensicherheit stellt weltweit der "alte" Baubestand dar. Die Beurteilung des Erdbebenwiderstands bestehender Bauwerke erfolgt nach ÖNORM EN 1998-3 und ÖNORM B 1998-3. Es ist undenkbar, jedes bestehende Bauwerk entsprechend dem neuesten Normenstand zu ertüchtigen. Falls unmaßgebliche Änderungen am Bauwerk vorgenommen werden sollen, ist sicherzustellen, dass die vorhandene Erdbebensicherheit nicht verschlechtert wird. Bei maßgeblichen Änderungen muss dann durch entsprechende Maßnahmen das Sicherheitsniveau eines Neubaus erzielt werden. Eine ausführliche Auseinandersetzung mit der Problematik der Beurteilung der Tragfähigkeit von Bestandsbauten erfolgt in Abschnitt 2 dieser Arbeit.

Die neue Ausgabe der ÖNORM B 1998-1 vom 2011-06-15 ersetzt die ÖNORM B 1998-1:2006. Zur besseren Lesbarkeit dieser Ausgabe werden nun die Gliederungsebenen der ÖNORM EN 1998-1 verwendet. In der alten Norm gab es die Gliederung in die Hauptkapitel 4 Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und 5 Nationale Erläuterungen und Hinweise zur Anwendung (sicherheitsrelevante Aspekte).

Die neue Ausgabe beinhaltet Änderungen auf Grund von neuen wissenschaftlichen Erkenntnissen betreffend die Verhaltensbeiwerte für Mauerwerksbauten, die Materialanforderungen für Mauerwerksbauten sowie die Regelung für einfache Mauerwerksbauten und die Regeln für einfache Bauten aus großtafeligen Betonfertigteilen.

Ferner erfolgte eine Anpassung an die Empfehlungen der ÖNORM EN 1998-1 in den Bereichen der Bedeutungsbeiwerte, der Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstände für Betonbauwerke (Beton, Betonstahl und Spannstahl) sowie der Widerstände für Mauerwerksbauten, der Definition der geringen sowie der sehr geringen Seismizität. Telekommunikationseinrichtungen wurden in der Version 2006 generell der Bedeutungskategorie IV zugeordnet. Dies hat sich in der Praxis als problematisch und auch nicht sinnvoll erwiesen und wurde deshalb in der Version 2011 weggelassen. Im Sinne des weitgehenden Angleichs an die Empfehlungen der ÖNORM EN 1998-1 werden nun auch Einkaufszentren und Sportstadien nicht direkt genannt, da sie sich aus der Definition für Bedeutungskategorie III in Tabelle 4.3 der ÖNORM EN 1998-1 sowieso ergeben und obendrein in der OIB 1 direkt angeführt sind.

Gemäß Absatz 7.2.5 darf für den Kippnachweis oder Gleitnachweis des Bauwerks nun der maximale Verhaltensbeiwert  $q = 1,5$  angesetzt werden.

Gemäß Tabelle 5 darf für unbewehrtes Mauerwerk nach ÖNORM EN 1998-1 der Verhaltensbeiwert  $q = 1,5$  und für unbewehrtes Mauerwerk nach ÖNORM EN 1998-1 mit  $f_m = 2,5 \text{ N/mm}^2$   $q = 2,0$  angesetzt werden.

Die meisten Änderungen wurden im Kapitel "Regeln für einfache Mauerwerksbauten" vorgenommen. In Tabelle 7 ist die zulässige Anzahl von Vollgeschoßen über Grund (1 bis 5) sowie die Mindestquerschnittsflächen von Schubwänden (2 bis 6%) angegeben. Die Tabelle umfasst die Bodenbeschleunigungen 0,07 g, 0,1 g und 0,15 g. Für jede dieser Bodenbeschleunigungen sind die Mindestschubflächen für die Mauerwerkskonfigurationen 1)  $f_b = 5 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_m = 5 \text{ N/mm}^2$ , 2)  $f_b = 10 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_m = 5 \text{ N/mm}^2$  und 3)  $f_b = 15 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_m = 10 \text{ N/mm}^2$  enthalten.

Der Mindestschubwandquerschnitt wird als Prozentangabe  $p_{A,\min}$  der gesamten Gebäudebruttogrundrissfläche je Geschoß angegeben.

Ferner wurden die in Tabelle 6 enthaltenen Mindestschubwandlängen ermittelt. Diese Tabelle ist analog zu Tabelle 7 aufgebaut. Ist die mittlere Länge aller in Rechnung gestellter Wände größer oder gleich der Mindestschubwandlänge nach Tabelle 6, ist der Mindestschubwandquerschnitt nach Tabelle 7 maßgebend. 2 Schubwände in jeder Richtung müssen hierbei die angegebene Mindestschubwandlänge aufweisen.

Alternativ dazu dürfen auch um bis zu 30% kürzere oder längere Wände in Rechnung gestellt werden, wobei in diesem Fall der Mindestschubwandquerschnitt mit dem Faktor

$$k_L = \left( \frac{p_{A,L}}{p_{A,\min}} \right)^{-0,625}$$

zu multiplizieren ist.  $p_{A,L}$  ist hierbei der auf die gesamte Geschoßfläche bezogene Prozentsatz der Flächen der Schubwände mit einer Länge größer oder gleich der Mindestschubwandlänge nach Tabelle 6.

Die Tabellen 6 und 7 wurden auf Basis umfangreicher Parameterstudien erstellt.

## **2 Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten**

Derzeit wird im Rahmen der ON-AG 1011 03 die ONR 24009 [1] "Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten" erstellt. Die Bearbeitung ist noch nicht abgeschlossen. Die in der Folge dargestellten Inhalte entsprechen dem Bearbeitungsstand 2011-05-11.

Die Bestimmung des Widerstandes bestehender Gebäude gegenüber Erdbebenbeanspruchung ist auf der Grundlage der ÖNORM EN 1998-3 und ÖNORM B 1998-3 durchzuführen. Nach Beendigung der Erarbeitung der ONR 24009 wird eine praxisorientierte Überarbeitung der ÖNORM B 1998-3 erfolgen. Mit diesem nationalen Anwendungsdokument wird dann eine sinnvolle Beurteilung des Erdbebenwiderstandes bestehender Hochbauten möglich sein.

Die in Österreich vorhandene Bausubstanz besteht zu einem wesentlichen Teil aus Wohngebäuden mit insgesamt 3,9 Mio Wohnungen. 16% hiervon befinden sich in Gebäuden mit einem Errichtungsdatum vor 1919 und 21% mit einem Errichtungsdatum zwischen 1919 und 1960. Die Wiederbeschaffungswerte betragen im ersten Fall ca. 83 Mrd €, im zweiten Fall ca. 101 Mrd €. Im Vergleich dazu sei der Bauproduktionswert für den Wohn- und Siedlungsbau und den sonstigen Hochbau genannt, der im Jahr 2005 ca. 4,2 Mrd € betrug. (Zahlenangaben gemäß Statistik Austria).

Ein Großteil der in Österreich vorhandenen Bausubstanz besteht somit aus älteren, teilweise bis zu 150 Jahre alten Bauten, deren Erhaltung und Nutzung einerseits in Anbetracht der kulturellen Bedeutung dieser Gebäude und andererseits in Anbetracht ihres Wiederbeschaffungswertes von großer volkswirtschaftlicher Bedeutung ist.

Um ältere Bauten auch heute noch sinnvoll nutzen zu können sind vielfach Umbauten und Erweiterungen bzw. Sanierungen notwendig, die den seit Errichtung der Bauten geänderten Anforderungen Rechnung tragen. In vielen Fällen erfordern diese Maßnahmen Bewertungen der Tragfähigkeit, die bei Bedarf auch eine Bewertung der Gebrauchstauglichkeit beinhalten. Eine derartige Bewertung ist u.a. auch bei Erkennen von Schäden erforderlich. Für Bauwerke, die nach Regeln und Vorschriften errichtet wurden, die heute nicht mehr gültig sind, bestehen jedoch keine klaren Regeln für die Bestimmung der Tragfähigkeit. Die ONR 24009 soll eine Hilfestellung für die möglichst wirklichkeitsnahe Bewertung der Tragfähigkeit und auch der Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten darstellen. Damit soll einerseits die Wirtschaftlichkeit von Umbauten der bestehenden Bausubstanz sichergestellt und andererseits eine mögliche Beeinträchtigung der Zuverlässigkeit rechtzeitig erkannt werden.

Als bestehende Hochbauten im Sinne dieser ON-Regel gelten Bauten, die bereits eine behördliche Benützungsbewilligung nach den geltenden Bauvorschriften erhalten haben, d.h. eine konsensgemäße Errichtung wird vorausgesetzt.

In folgenden Fällen kann es notwendig werden, die Tragfähigkeit eines bestehenden Hochbaus oder einzelner Bauteile nachzuweisen:

- bei konstruktiven Eingriffen in das Tragwerk
- bei statisch relevanten Nutzungsänderungen (z.B. erhöhte Beanspruchung durch Widmungsänderung, Aufbringen von Lasten, welche die widmungsmäßigen Nutzlasten übersteigen)

- bei Vornahme größerer Investitionen zur Verbesserung des Bauwerks (z.B. thermische Sanierung, Gebäudeverbesserungen und Innenausbauten aller Art), die zwar nicht die Tragstruktur betreffen, bei denen aber die Qualität der Tragstruktur (z.B. Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit) nachzuweisen ist, um sicherzustellen, dass die Dauerhaftigkeit der Investition nicht durch mangelnde Qualität der Tragstruktur gefährdet ist
- bei Erhöhung der Schadensfolgeklasse bzw. der Bedeutungsklasse Anm.: Schadensfolgeklassen und Bedeutungsklassen erfordern bei Planung und Ausführung von Neubauten gegebenenfalls erhöhte Sicherheitsbeiwerte oder erhöhte Überwachungsmaßnahmen
- in folgenden Anlassfällen: nach Erdbeben, Brand, Hochwasser; bei Wechsel der Verwaltung
- bei Feststellung von Bauschäden (z.B. Risse und Verformungen, Korrosion)
- bei Feststellung von konstruktiven Mängeln
- bei Auftreten von neuen Erkenntnissen, welche die Tragfähigkeit betreffen

Unter Nutzung stehende Bestandsbauwerke (bestehende Hochbauten) sind - im Gegensatz zum Entwurf neuer Tragwerke - langjährig unter Erprobung gestanden und lassen somit Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten zu. Bei Fehlen von Bauschäden und konstruktiven Mängeln kann festgestellt werden, dass sich diese Tragsysteme bewährt haben (gilt betreffend Erdbebeneinwirkung natürlich nur eingeschränkt, falls nicht tatsächlich Erdbeben stattgefunden haben). Umgekehrt können Bauschäden und konstruktive Mängel ebenfalls Rückschlüsse auf das Tragverhalten geben.

Die Tragfähigkeit beschreibt die mechanische Eigenschaft eines Bauteils im Hinblick auf Versagensformen. Die Tragfähigkeit beinhaltet all jene Eigenschaften und Zustände, die mit Standsicherheit, Tragsicherheit, Stabilität, Integrität, Sicherheit u. dgl. umschrieben werden.

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  beschreibt die Wahrscheinlichkeit für das Überschreiten eines Grenzzustandes (z.B. des Grenzzustandes der Tragfähigkeit) während einer festgelegten Zeitdauer. Die Versagenswahrscheinlichkeit kann mit Hilfe probabilistischer Methoden berechnet werden (gemäß ÖNORM EN 1990).

Unter der Zuverlässigkeit  $Z = 1 - p_f$  versteht man die Eigenschaft des Tragwerks, eine festgelegte Funktion, z.B. die Tragfähigkeit, unter vorgegebenen Bedingungen während einer festgelegten Zeitdauer, z.B. Nutzungsdauer, mit vorgegebener Wahrscheinlichkeit zu erfüllen. Die Zuverlässigkeit ist eine Funktion des Tragwiderstandes und der auf das Tragwerk wirkenden Beanspruchung. Die Zuverlässigkeit ist im Gegensatz zur Sicherheit quantifizierbar.

Unter Risiko versteht man das Produkt aus "Eintrittswahrscheinlichkeit" und "Ereignisschwere" bzw. "Schadensausmaß". Die Eintrittswahrscheinlichkeit bezeichnet hierbei die Wahrscheinlichkeit, dass ein Ereignis innerhalb eines bestimmten Zeitintervalls eintritt. Das Schadensausmaß hängt vom jeweiligen Sachgebiet ab und kann durch finanzielle Werte oder durch die Anzahl der Unfallopfer ausgedrückt werden.

Unter Sicherheit versteht man einen Zustand, der frei von unvermeidbaren Risiken ist oder als gefahrenfrei angesehen wird. Absolute Sicherheit kann nicht erreicht werden, jedoch besteht Sicherheit gegenüber einer Gefährdung dann, wenn diese Gefährdung durch geeignete Maßnahmen unter

Kontrolle gehalten oder auf ein akzeptierbar kleines Maß beschränkt wird. Um den Zustand von Sicherheit zu erreichen, werden Sicherheitskonzepte erstellt und umgesetzt.

Die Bewertung der Tragfähigkeit von bestehenden Bauwerken oder Bauteilen muss auf der Grundlage der am Bauwerk festgestellten aktuellen geometrischen und statischen Verhältnisse (Abmessungen, Lagerungsbedingungen, etc.) und der festgestellten technologischen Eigenschaften (Materialien, Werkstoffeigenschaften) erfolgen. Vorhandene Pläne und andere Unterlagen (z.B. Technischer Bericht, Prüfzeugnisse über Werkstoffe, Baugenehmigungen), sind vor ihrer Verwendung auf ihre Übereinstimmung mit dem vorhandenen Bauwerk zu überprüfen. Weiters ist die Einhaltung der bei der Errichtung des Bauwerks gültigen Normen zu überprüfen.

Die Materialfestigkeiten sind durch eine ausreichende Anzahl von Probekörpern zu bestimmen, sofern die Materialgüten nicht zuverlässig aus vorhandenen Unterlagen entnommen werden können.

## **2.1 Bewertung der Tragfähigkeit**

Die Bewertung der Tragfähigkeit kann auf folgende Arten erfolgen:

### **2.1.1 Nachweis nach letztgültigem Normenstand**

Für die Ausnutzung von Tragreserven können aktualisierte Daten sowohl bei der Einwirkung als auch bei der Widerstandsseite berücksichtigt werden. Der Nachweis der Tragfähigkeit bestehender Bauteile nach letztgültigem Normenstand ist hinsichtlich der Widerstandsseite im Allgemeinen vollinhaltlich nur bei solchen Hochbauten möglich, die nach diesen Normen errichtet wurden. Regeln für die Ausführung (z.B. Mindestabmessungen, Mindestgüten und Eigenschaften von Werkstoffen, Regeln für die konstruktive Durchbildung der Bauteile) können häufig nicht eingehalten werden. Mindestabmessungen dienen in erster Linie der Erzielung robuster, dauerhafter Bauwerke. Sofern bei bestehenden Hochbauten keine wesentlichen Schäden zufolge mangelhafter Herstellung bzw. keine, über den Alterungseinfluss hinausgehende zeitbedingte Schäden festzustellen sind, ist eine Unterschreitung von bei Neubauten geforderten Mindestabmessungen unbedenklich. Mindestabmessungen, die der Vermeidung von Sprödbrüchen dienen, wie z.B. Mindestbewehrungen im Stahlbetonbau dürfen nicht unterschritten werden, sofern nicht andere Möglichkeiten zur Vermeidung von Sprödbrüchen, wie z.B. alternative Lastpfade gegeben sind. Mindestgüten von Werkstoffen dienen ebenfalls der Erzielung robuster Bauwerke bzw. der Schaffung von Tragreserven. Teilweise stehen sie nur in einem indirekten Zusammenhang mit der Festigkeit, z.B. Mindestgüten von Beton werden wegen der Dichtheit der Betondeckung zum Korrosionsschutz der Bewehrung gefordert. Wenn am Bauwerk keine entsprechenden Schäden festzustellen sind, ist die Unterschreitung der heute für Neubauten geforderten Mindestgüten von Baustoffen unbedenklich.

### **2.1.2 Nachweis nach letztgültigem Normenstand mit reduzierter Zuverlässigkeit**

Unter bestimmten Voraussetzungen kann hierbei eine Reduzierung der Zuverlässigkeit akzeptiert werden (z.B. für Lastfall Erdbeben).

### 2.1.3 Nachweis nach altem Normenstand

Bei Bauweisen oder bei Baustoffen, die heute nicht mehr gebräuchlich sind, ist es manchmal unumgänglich, für die Nachweise jene Normen heranzuziehen, die bei der Errichtung des Bauwerks gültig waren. Zum Nachweis der Einhaltung des Konsenses (Bestandsschutz) ist bei Vorliegen folgender Voraussetzungen der Nachweis nach alten Normen möglich:

- Reparatur bestehender Tragwerke
- bei Feststellung von Bauschäden (z.B. Risse und Verformungen, Korrosion)
- bei Feststellung von konstruktiven Mängeln
- Sanierungen geringfügigen Umfangs, ohne Lasterhöhung, ohne statisch relevante Umwidmungen, etc.
- eventuell im Zuge von (periodischen) Überprüfungen
- bei allen, im Zuge von konstruktiven Maßnahmen durchgeführten Bewertungen können Bauteile, welche von diesen Maßnahmen nicht betroffen sind, bei Bedarf nach den alten Normen bewertet werden.

### 2.1.4 Qualitative Bewertung der Tragfähigkeit

Eine qualitative Bewertung der Tragfähigkeit kann keinesfalls Grundlage für weitgehende Beurteilungen der Tragstruktur, z.B. für Um- oder Ausbauten oder für Nutzungsänderungen sein. Diese Bewertung wird in folgenden Fällen dazu verwendet, um rasch Aussagen über die Verwendbarkeit von Bauwerken bzw. Bauteilen zu erhalten:

- für Bauwerke, über deren Konstruktion und Tragverhalten ausreichende praktische Erfahrungen vorliegen
- für Bauwerke, die über längere Zeiträume gleichartig genutzt worden sind und die keine sicherheitsrelevanten Mängel und Schäden aufweisen
- es sind keine Widmungsänderungen, die größere Beanspruchungen hervorrufen, als die bisher in Verkehr gesetzten und keine Zu- oder Umbauten geplant
- es ist kein sprödes Tragwerksverhalten zu erwarten
- unter den obigen Voraussetzungen darf eine ausreichende Tragfähigkeit für die bisher aufgetretene Belastung angenommen werden ("permanente Belastungsprobe")

Qualitativ bewertete Tragwerke sind in regelmäßigen Intervallen in einer auf das jeweilige Tragwerk abgestimmten Art und Weise zu überprüfen und zu bewerten.

### **2.1.5 Tragfähigkeitsbewertung unter Einschluss experimenteller Untersuchungen**

Im Fall von wichtigen bestehenden Bauwerken (z.B. Bedeutungsklassen III und IV gemäß ÖNORM EN 1998-1) ist es sinnvoll, die Rechenmodelle für die Tragfähigkeitsbewertung mittels Messwerten aus in-situ -Untersuchungen zu kalibrieren (siehe Kapitel 8 in [1] und Abschnitt 3 dieser Arbeit).

## **2.2 Grundsätze für die Nachrechnung von Bestandsobjekten**

Die Nachrechnung von Bestandsobjekten erfordert in der Regel gegenüber der Neuberechnung eine erheblich wirklichkeitsnähere Modellierung des Tragverhaltens, stellt höhere Genauigkeitsansprüche und verlangt Nachweisführungen mit meist höherem Berechnungsaufwand zur Aktivierung von Tragreserven. Weiters werden Kenntnisse des Normenwesens und der Materialtechnologie zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerks gefordert.

Bei der Nachrechnung ist die Einwirkungsseite mit der Widerstandsseite (einschließlich Modellbildung des Tragsystems) durch ein Sicherheitskonzept zu verknüpfen.

Für die Berechnung der Widerstände und der Schnittkräfte ist ein möglichst wirklichkeitsnahes Rechenmodell zu wählen. Hierbei können folgende Maßnahmen zur Aktivierung von Tragreserven getroffen werden:

- Feststellung der tatsächlichen Materialeigenschaften des Tragwerks
- Nutzung von eventuellen Reserven aus der ursprünglichen Bemessung. Diese Reserven sind nach letztgültigem Normenstand zu ermitteln
- Verwendung von elasto - plastischen Modellen für den Querschnittswiderstand anstatt linear - elastischer Modelle
- Verwendung von realitätsnäheren statischen Modellen als in der Originalstatik (z.B. Berücksichtigung von vorhandenen Einspannungen an Endauflagern von Decken anstelle einer vereinfachten Annahme von gelenkiger Lagerung) oder durch Nutzung von plastischen Reserven (Verfahren mit Momentenumlagerung).
- Berechnung auf der Grundlage neuerer, abgesicherter wissenschaftlicher Erkenntnisse.

Das Vorhandensein der Voraussetzungen für die Anwendung wirklichkeitsnaher Rechenmodelle, wie zum Beispiel die für Verfahren mit Momentenumlagerung notwendige Bruchdehnung bzw. Duktilität der Werkstoffe oder die Aufnahmefähigkeit von Wänden für Einspannmomente von Decken ist zu prüfen bzw. zweifelsfrei sicherzustellen.

Die nachzuweisende Zuverlässigkeit muss grundsätzlich mindestens dem Zuverlässigkeitsniveau der aktuellen Normen und Vorschriften entsprechen. Sie hängt ab von der Auftretenswahrscheinlichkeit der Einwirkungen und der Häufigkeitsverteilung der Werkstoffeigenschaften. Unter den in ÖNORM EN 1990 festgelegten Voraussetzungen kann die Zuverlässigkeit der Tragwerke auf Basis der in den Eurocodes festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte berechnet werden. Unter folgenden Voraussetzungen ist eine Abweichung vom Zuverlässigkeitsniveau der aktuellen Normen zulässig:

- für den Lastfall außergewöhnliche Einwirkungen. Das Risiko des Auftretens von außergewöhnlichen Einwirkungen ist durch geeignete Maßnahmen zu verringern, wenn die nötige Tragsicherheit bei Einwirkung außergewöhnlicher Beanspruchungen nicht erreicht wird (z.B. Anprallschutz zur Vermeidung des Anpralls von Fahrzeugen)
- für den Lastfall Erdbeben bei Risikoanalyse
- für den Lastfall Grundkombination bei sichergestellter, reduzierter Restnutzungsdauer können klimatische Einwirkungen reduziert werden. Bei reduzierter Nutzlast ist diese deutlich sichtbar anzugeben oder es müssen Nutzungseinschränkungen erfolgen.

Die Ergebnisdokumentation soll mindestens umfassen:

- Grundlagen und Materialproben
- Einwirkungen, Materialgüten, verwendete Normen
- Modellbildung, Sicherheitskonzept
- Bewertungsergebnisse
- gegebenenfalls akzeptierte, reduzierte Zuverlässigkeiten
- Klassifizierung des Gebäudes.

Betreffend den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit kann die Überschreitung von Grenzwerten für die Durchbiegungen (Verformungen) gemäß dem letztgültigen Normenstand toleriert werden, wenn hierdurch keine Folgeschäden in angrenzenden Bauteilen zu erwarten sind und die Durchbiegungen keine wesentlichen Einschränkungen der geplanten Nutzung verursachen, z.B. unzulässige Schwingungen von Bauteilen, Einschränkungen des Komforts, etc. Bei der Notwendigkeit der Vermeidung von Resonanzerscheinungen zufolge dynamischer Einwirkungen (z.B. durch körperliche Aktivitäten wie Tanzen oder Turnen, durch bewegte Lasten von Maschinen, durch Windeinwirkungen, etc.) sind keine Überschreitungen von Grenzwerten der Verformung zulässig.

### **2.3 Klassifizierung von Gebäuden**

In folgenden Normen wird eine Klassifizierung von Gebäuden vorgenommen:

- ÖNORM EN 1990, Anhang B: Schadensfolgeklassen (consequence classes) CC1 bis CC3
- ÖNORM EN 1998, Absatz 4.2.5: Bedeutungskategorien I bis IV
- ÖNORM EN 1991-7: Anwendung der Versagensfolgeklassen nach ÖNORM EN 1990, Anhang B (in ÖNORM EN 1990 werden diese Klassen allerdings als "Schadensfolgeklassen" bezeichnet) bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen.

## 2.4 Erdbebenwiderstand bestehender Gebäude

### 2.4.1 Ermittlung des Erfüllungsfaktors

Die Bestimmung des Widerstandes bestehender Gebäude gegenüber Erdbebenbeanspruchung ist auf der Grundlage der ÖNORM EN 1998-3 und der ÖNORM B 1998-3 durchzuführen.

Zunächst ist jene maximale Bodenbeschleunigung  $a_{g,B,max}$  zu ermitteln, die das Bauwerk zufolge des vorhandenen Widerstandes aufnehmen kann.

Entsprechend ÖNORM EN 1998-1 und ÖNORM B 1998-1 muss ein neues Bauwerk auf die Bodenbeschleunigung  $\gamma_I \cdot S \cdot a_{g,R}$  bemessen werden.

Hierin bedeuten:

$\gamma_I$	Bedeutungsbeiwert des Gebäudes gemäß ÖNORM B 1998-1
S	Bodenfaktor nach ÖNORM B 1998-1
$a_{g,R}$	Referenzwert der Bodenbeschleunigung nach ÖNORM B 1998-1

Der ermittelte Widerstand eines bestehenden Gebäudes gegen Erdbeben ist durch den Faktor  $\alpha$  (Erfüllungsfaktor) gekennzeichnet:

$$\alpha = \frac{a_{g,B,max}}{\gamma_I \cdot S \cdot a_{g,R}}$$

Ein Wert  $\alpha \geq 1,0$  bedeutet, dass ein ausreichender Widerstand gegen Erdbeben nach ÖNORM EN 1998-1 gegeben ist. In diesem Fall sind keine weiteren Maßnahmen nötig. Bei  $\alpha < 1,0$  ist die Zuverlässigkeit des Gebäudes geringer bzw. die Versagenswahrscheinlichkeit größer als nach ÖNORM EN 1998-1 gefordert. In diesem Fall sind weitere Untersuchungen über die Zulässigkeit der verringerten Zuverlässigkeit oder über die Notwendigkeit von Verstärkungen des Gebäudes nötig.

Bei der Berechnung des Widerstandes nach ÖNORM EN 1998-1 für den Regelfall einer Wiederkehrperiode der Referenzbeschleunigung von 475 Jahren ergibt sich für Gebäude der Bedeutungsklasse II eine Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f = 8,7 \cdot 10^{-7}$ .

Eine Ertüchtigung bestehender Bauten für die in den derzeit gültigen Normen geforderte Erdbebenbeanspruchung ist in der Regel wegen der damit verbundenen Kosten volkswirtschaftlich gesehen nicht vertretbar, da die Wahrscheinlichkeit, dass innerhalb der restlichen Nutzungsdauer dieser Bauten das Referenzbeben auftritt, sehr gering ist.

In Österreich wird der Grundsatz "passives Programm zur Verminderung des Erdbebenrisikos" gemäß Vorwort zur ÖNORM EN 1998-3:2005 angewendet. Dies bedeutet, dass grundsätzlich Konsensschutz besteht und nur im Falle von maßgeblichen Veränderungen und Umbauten ein entsprechender Erdbebennachweis für die geänderte Situation geführt werden muss. In Abhängigkeit von der Bauwerksbedeutung ist die volkswirtschaftliche Zumutbarkeit der notwendigen Investitionen zur Ertüchtigung des Gebäudes im Vergleich zur Verringerung des Personenrisikos zu betrachten.

Als Mindestanforderung für die Erdbebensicherheit ist gemäß dem derzeitigen Vorschlag der ONR 24009 für Gebäude der Bedeutungskategorie II ein Mindestwert von  $\alpha_{\min} = 0,45$  erforderlich. Dies bedeutet etwa die 11-fache Überschreitungswahrscheinlichkeit (= Versagenswahrscheinlichkeit) gegenüber den Vorgaben der ÖNORM B 1998-1. Für Gebäude der Bedeutungskategorien III und IV ist der Mindestwert von  $\alpha_{\min} = 0,60$  vorgesehen. Dies bedeutet etwa die 4,6 - fache Überschreitungswahrscheinlichkeit gegenüber den Vorgaben der ÖNORM B 1998-1.

Bei Gebäuden, bei denen Ausbauten stattfinden, darf die Bilanz des Personenrisikos - verglichen mit einem dem Ausbau gleichwertigen Neubau nicht verschlechtert werden. Vereinfachend kann die Berechnung direkt über die  $\alpha$  - Faktoren nach der Gleichung

$$\alpha = \frac{A_0 \cdot \alpha_{\text{alt}} + A_{\text{neu}} \cdot \alpha_{\text{neu}}}{A_0 + A_{\text{neu}}} \geq \alpha_{\min}$$

erfolgen.

Mit:

$A_0$	Nutzfläche des bestehenden Gebäudes
$A_{\text{neu}}$	durch Ausbau neu geschaffene Nutzfläche
$\alpha_{\text{alt}}$	Erfüllungsfaktor des bestehenden Gebäudes vor dem Ausbau
$\alpha_1$	Erfüllungsfaktor des gesamten Gebäudes nach dem Ausbau
$\alpha_{\text{neu}}$	Erfüllungsfaktor eines gleichwertigen neuen Gebäudes $\alpha_{\text{neu}} = 1,0$ .

### 2.5 Beurteilung von Änderungen an bestehenden Bauwerken

Grundsätzlich kommt in Österreich das "passive Programm" gemäß ÖNORM B 1998-3 zur Anwendung. Falls keine Änderungen vorgenommen werden, gilt das bestehende Bauwerk als standsicher. Nachweise und ggf. Maßnahmen sind nur im Fall von Umbauten erforderlich.

In der OIB 1, Absatz 2.1.2 werden die Bedeutungskategorien III und IV hervorgehoben. Es werden tragwerksspezifische Überwachungsmaßnahmen durch unabhängige und befugte Dritte vorgeschrieben.

Oft besteht aus statischen Gründen ein Handlungsbedarf (z.B. Sanierung von wichtigen Bauwerken wie Spitäler, Schulen, Kindergärten, etc.). In Wien wird hierbei gleichzeitig häufig auch eine Erdbebenertüchtigung vorgenommen (= indirektes "aktives Programm").

Bei Baumaßnahmen an bestehenden Gebäuden wird zwischen unmaßgeblichen und maßgeblichen Baumaßnahmen unterschieden. Genauere Definitionen sollen noch in die ONR 24009 aufgenommen werden.

Unmaßgebliche Änderungen können ohne Beurteilung des gesamten Bestandsgebäudes vorgenommen werden. Diese Baumaßnahmen müssen sich auf einzelne Bauteile beschränken (z.B. Türdurchbruch, Entfernung Zwischenwand, etc.) und dürfen die ursprüngliche Horizontalsteifigkeit des Stockwerks nur geringfügig verringern. Erforderlichenfalls sind Kompensationsmaßnahmen zu setzen. Die ursprüngliche Tragsicherheit dieses Bauteils sowie der angrenzenden Bauteile muss erhalten bleiben.

Als Beispiel für eine unmaßgebliche Änderung sei der "**Leichte Dachgeschoßausbau in Wien**" (Richtlinie der MA 37S. Einbau einer Decken mit horizontaler Scheibenwirkung im Dachgeschoß; Limitierung der Massenerhöhung durch den Ausbau auf 720 kg/ m<sup>2</sup>) erwähnt.

Bei maßgeblichen Änderungen ist eine Beurteilung des gesamten Bestandsgebäudes erforderlich. Es sind die Anforderungen der ÖNORM EN 1998-1 und der ÖNORM B 1998-1 einzuhalten bzw. durch Kompensationsmaßnahmen nachzuweisen.

## 2.6 Baudynamische Aspekte betreffend Änderungen

Maßgebliche Baumaßnahmen bedeuten Änderungen am Tragwerk. Aus der Sicht der Baudynamik sind dies:

- **Veränderung von Stockwerksmassen.** Massenveränderungen in den höheren Stockwerken haben größere Auswirkungen auf die Schnittkräfte und Verschiebungen als Massenveränderungen in den unteren Stockwerken. Durch die Erhöhung von Massen kommt es zu höheren Erdbebenkräften. Ferner ergibt sich eine längere erste Eigenperiode des Bauwerks. Falls die erste Eigenperiode vor dem Umbau im ersten Abschnitt des Antwortspektrums gelegen ist, ergibt sich durch die Periodenverlängerung eine zusätzliche Erhöhung der Erdbebenkräfte. In allen anderen Fällen hat die Periodenverlängerung keinen Einfluss bzw. führt im dritten Abschnitt des Antwortspektrums zu einer Verringerung der Erdbebenkräfte. Ähnliche Überlegungen gelten für höhere Eigenschwingzustände, die Auswirkungen sind aber weniger stark ausgeprägt.
- **Veränderungen der horizontalen Steifigkeit.** Steifigkeitsveränderungen in den unteren Stockwerken haben größere Auswirkungen auf die Schnittkräfte und Verschiebungen als Steifigkeitsveränderungen in den oberen Stockwerken. Durch Verminderung der Steifigkeit wird der horizontale elastische Widerstand gemindert. Ferner ergibt sich eine längere erste Eigenperiode des Bauwerks (Auswirkungen siehe oben).
- **Änderung der Bedeutungskategorie.** Über den geänderten Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I$  (0,8 bis 1,4) ergeben sich geänderte Bemessungsbeschleunigungen.

### **3 Baudynamische Tragfähigkeitsbewertung unter Einschluss experimenteller Untersuchungen**

Betreffend bestehende Bauwerke der Bedeutungskategorien III und IV liegt in den Zonengruppen 3 und 4 Handlungsbedarf vor. Das AIT - Austrian Institute of Technology - hat ein Verfahren zum "Assessment" der Erdbebensicherheit bestehender Bauwerke entwickelt.

Die Tragfähigkeitsbewertung unter Einschluss experimenteller Untersuchungen wird im Kapitel 8 der ONR 24009 behandelt. Im Gegensatz zu Brücken ist es in der Regel bei Hochbauten nicht möglich, Belastungsversuche in der Größenordnung der Traglast durchzuführen. Experimentelle Untersuchungen liefern meist Materialparameter, die Eingangswerte für Berechnungen darstellen. Es kommen hierbei zerstörungsfreie Prüfverfahren [3, 4, 5] (z.B. Rückprallhammer zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit) bzw. zerstörende Verfahren (Entnahme von Bohrkernen zwecks Untersuchung im Labor) in Frage.

Für die Tragfähigkeitsbewertung ist in der Regel ein Rechenmodell erforderlich. Die Genauigkeitsanforderungen sind von der Bauwerksbedeutung abhängig. Die Genauigkeit des Rechenmodells lässt sich häufig mittels Kalibrierung auf Messwerte erhöhen. Neben den bereits oben angesprochenen Prüfverfahren kann es z.B. bei Betonbauten erforderlich werden, die genaue Lage der Bewehrung mittels Bewehrungssuchgeräten festzustellen, falls keine entsprechenden Pläne verfügbar sind.

Im Falle eines bestehenden Bauwerks kann man mit geringem messtechnischem Aufwand zumindest die erste Bauwerks - Eigenfrequenz, jeweils in Richtung der beiden Hauptachsen ermitteln, wodurch eine gute Kalibrierungsmöglichkeit für einfache Rechenmodelle gegeben ist. Im Großteil aller Fälle ist hierfür keine künstliche Schwingungsanregung erforderlich. Es kann die stets vorhandene ambiente Anregung (siehe "Untersuchungsschritte der dynamischen Methode") genutzt werden.

Betreffend die Ermittlung des Erdbebenwiderstandes wichtiger bestehender Bauwerke wurde die "dynamische Methode" erarbeitet, die auf einer umfassenden Betrachtung von möglichst vielen Eigenschwingzuständen des Bauwerks beruht. Hierbei ergibt sich ein lineares Berechnungsmodell, welches in realistischer Weise die Bauwerksmassen- und die Steifigkeitsverteilung wiedergibt. Die Festigkeitswerte müssen allerdings über die klassischen Prüfverfahren ermittelt und in die Rechenmodelle eingegeben werden.

Die Aufgabenstellung "Ermittlung des Erdbebenwiderstandes" betrifft besonders jene Bauwerke und Infrastrukturen, die während und nach einem Erdbeben funktionstüchtig und sicher bleiben müssen. Dies sind einerseits Strukturen, die unmittelbar für den Katastrophenschutz wichtig sind, z.B. Spitäler, Versorgungs- und Entsorgungseinrichtungen, Bauwerke der Einsatzorganisationen, wichtige Verkehrswege (Brücken), etc. und andererseits alle Bauwerke, in denen große Menschenansammlungen zu erwarten sind, z.B. Schulen, Veranstaltungszentren, Einkaufszentren, Sportstadien, etc.

Die Untersuchungsstrategie ist die Kombination von Computersimulationen mit Messungen des Schwingungsverhaltens der betroffenen Strukturen. Es werden folgende Untersuchungsschritte durchgeführt:

- 1.) Erstellung eines Rechenmodells (meist 3D) für das betroffene Bauwerk im Computer. Diese Modellierung erfolgt unter Verwendung der verfügbaren Bauwerksdokumentation (Konstruktionspläne, statische Berechnungen, etc.). Die verfügbaren Unterlagen werden hierbei durch Bauwerksbegehungen verifiziert und ggf. aktualisiert. Mit diesem ersten Modell wird eine Berechnung der maßgeblichen Eigenschwingzustände (z.B. 5 bis 10 Eigenfrequenzen + Eigenformen) vorgenommen.
- 2.) Durchführung von Schwingungsversuchen am gegenständlichen Bauwerk. Das Ziel ist die Identifikation der dynamischen Parameter (Eigenfrequenzen, Eigenformen und modale Dämpfungszahlen) aus den Messergebnissen. In manchen Fällen genügt als Schwingungsquelle für die Messungen die so genannte ambiente Anregung (Schwingungskomponenten mit kleiner Amplitude, die stets im Untergrund vorhanden sind und zumindest ausreichen, um den ersten Eigenschwingzustand des Bauwerks zu ermitteln). Alternativ, allerdings mit wesentlich größerem Versuchsaufwand, kann eine künstliche Anregung vorgenommen werden. Bei Einsatz eines Schwingungsgenerators, z.B. des AIT - Schwingungsgenerators VICTORIA (bei Gebäuden + Stabkette unter 45°) kann man dann in der Regel noch bedeutend mehr Eigenschwingzustände erfassen.
- 3.) Vergleich der berechneten und gemessenen Eigenfrequenzen und Eigenformen. Diese werden in der Regel nach der ersten Berechnung noch nicht ausreichend gut übereinstimmen. Es folgt daher der Schritt "model - updating". Es werden hierbei die Steifigkeitsparameter (ev. auch die Massenparameter) des Modells solange nachjustiert, bis eine zufrieden stellende Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Werten besteht. Dies erzielt man mittels "least square fits". Hierfür müssen zunächst jene Modellparameter bzw. Modellbereiche definiert werden, die wahrscheinlich bei der ersten Modellierung nicht ausreichend genau angesetzt werden konnten (z.B. Elastizitäts- und Schubmoduli der Materialien, Wirkungen in Kontaktflächen, z.B. zwischen Fundament und Boden, etc.)
- 4.) Nach dem "model - updating" liegt ein lineares Bauwerksmodell vor, welches eine sehr gute Abbildung der Realität darstellt. Mit diesem Modell können Berechnungen der Bauwerksreaktionen auf jeden beliebigen Lastfall erfolgen bzw. Interpretationen des Bauwerkszustandes vorgenommen werden. Das nicht-lineare Verhalten bei Erdbeben kann z.B. sehr gut auf "ingenieurmäßige Weise" durch eine iterative Vorgangsweise im Zuge des modalen Antwortspektrumverfahrens berücksichtigt werden. Die für den Standort anzusetzende Referenzbodenbeschleunigung wird hierbei in Schritten bis zum Referenzwert gesteigert. Bei jedem Lastschritt wird dann die Steifigkeit von beschädigten Bauteilen herabgesetzt bzw. der beschädigte Bauteil wird als "vollständig ausgefallen" (Steifigkeit = 0) betrachtet.

Die obige Methode wird im "European Manual for In-Situ Assessment of Important Existing Structures"[5] in allen Details dargestellt.

## 4 Literatur

- [1] ONR 24009: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten. Austrian Standards Institute, in Bearbeitung (unveröffentlicht).
- [2] R. Flesch: Baudynamik - praxisgerecht, Band 1 Berechnungsgrundlagen. Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin. ISBN 3-7625-3010-6, 1993.
- [3] Henrique Dos Reis, B. Boro Djordjevic (Ed.): "Topics on Nondestructive Evaluation (TONE) Vol. 2:: Nondestructive Testing and Evaluation of Infrastructure." American Society for Nondestructive Testing Inc., Columbus, Ohio. ISBN 1-57117-073-1. 1998.
- [4] Matthew J. Golis: "An Introduction to Nondestructive Testing: American Society for Nondestructive Testing Inc., Columbus, Ohio. ISBN 0-931403-26-X., 1991.
- [5] R. Flesch (Editor): "European Manual for In-Situ Assessment of Important Existing Structures". LESSLOSS Report No. 2007/02, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007. ISBN: 978-88-6198-006-8).

## B Erdbebennormung in Europa und deren nationale Auslegungen

A. Ringhofer, G. Schickhofer



DI Andreas Ringhofer

- 2010 Abschluss des Masterstudiums „konstruktiver Ingenieurbau“ an der TU Graz
- seit 2011 Wissenschaftlicher Projektmitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz

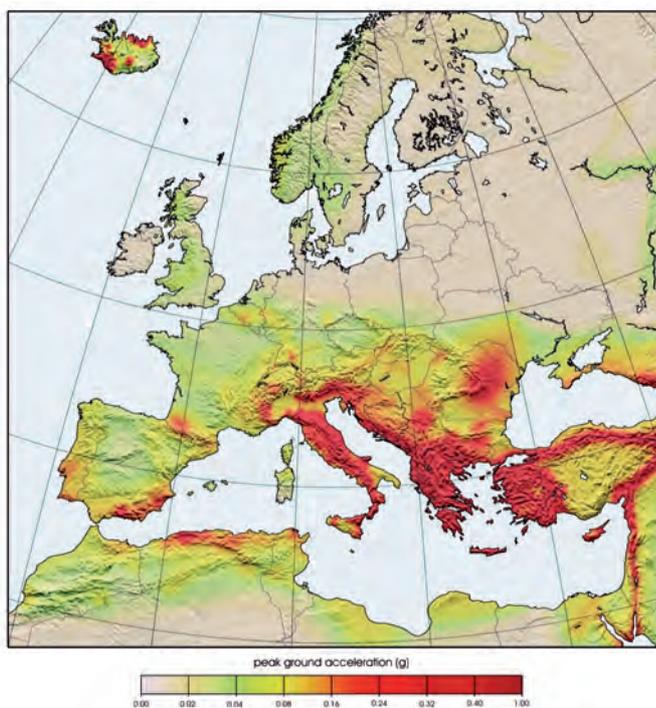


Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer

- 1990 Diplom | TU Graz
- 1994 Doktorat | TU Graz
- 1999 Habilitation | TU Graz | venia docendi 'Holzbau und Holztechnologie'
- 2002 Geschäftsführer und wissenschaftlicher Leiter der holz.bau forschungs gmbh | Kompetenzzentrum für Holzbau und Holztechnologie
- 2004 Professor für Holzbau und Holztechnologie | TU Graz
- 2008 stellvertr. Dekan der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

## 1 Einleitung

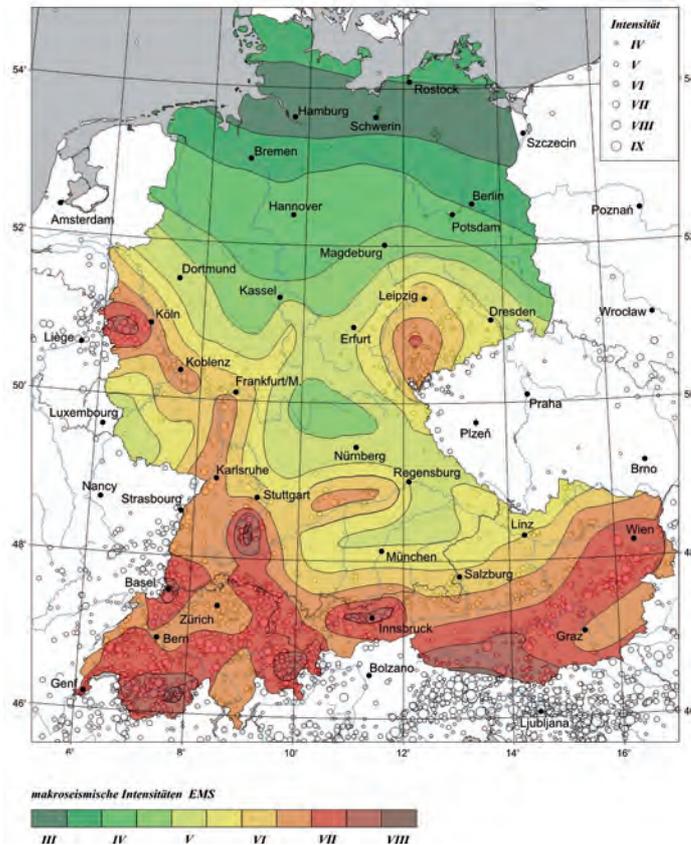
Im Rahmen dieses Beitrages werden die Ergebnisse einer Normenstudie erläutert, welche im Zuge einer Masterarbeit [19] am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz im Jahr 2010 durchgeführt worden ist. Diese Normenstudie diente dem Zweck einer Untersuchung der nationalen Erdbebennormen ausgesuchter Staaten in Mitteleuropa. Die folgende Abbildung zeigt eine europäische Erdbebengefährdungskarte aus dem Jahr 2003 [22]. Unter Zugrundelegung einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren, weist diese Karte eine Farbskalierung in Abhängigkeit der angenommenen auftretenden Spitzenbodenbeschleunigung in [g] (Erdbeschleunigung  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) auf. Daraus ist ersichtlich, dass vor allem der Mittelmeerraum von Südfrankreich ausgehend bis hin zur westlichen Türkei einer erhöhten Erdbebengefährdung ausgesetzt ist.



**Abb. 1.1:** Erdbebengefährdungskarte von Europa [22]

Die Größe und die Verteilung der Spitzenbodenbeschleunigung auf dem europäischen Kontinent waren die wesentlichen Parameter bei der Auswahl der europäischen Staaten, deren Erdbebennormen im Rahmen dieser Studie betrachtet und miteinander verglichen wurden. Ausgehend von Österreich und unter Berücksichtigung der Tatsache, dass auch die Normung im gesamten deutschsprachigen Raum (D-A-CH - Staaten, siehe folgende Abbildung) betrachtet werden sollte, wurden die aktuell gültigen Erdbebennormen der Länder Deutschland, Schweiz, Frankreich, Italien und Griechenland miteinander verglichen. Die beiden folgenden Abbildungen zeigen einerseits die seismische Gefährdung der D-A-CH-Staaten (Abb. 1.2) und andererseits anhand der farblichen Kennzeichnung der betreffenden Staaten auf der Europakarte den untersuchten Bereich dieser Studie (Abb. 1.3).

Anmerkung: Für Griechenland wurde im Rahmen dieser Studie bezüglich der aktuellen Gültigkeit der Norm eine Ausnahme gemacht und ausschließlich der in Kürze, für das gesamte Bundesgebiet von Griechenland, gültige nationale Anhang zur EN 1998-1 [2] betrachtet.



**Abb. 1.2:** seismische Gefährdung der D-A-CH-Staaten anhand einer Intensitätsskalierung nach EMS-98 [23]



**Abb. 1.3:** untersuchte Staaten Europas (nach [19])

Die Erfassung des ‚status quo‘ der betreffenden Erdbebennormen wurde speziell auf die in der folgenden Liste dargestellten Inhalte der einzelnen Dokumente abgestimmt:

- Stand der Umsetzung der EN 1998-1 inklusive der nationalen Anhänge
- Größen der Erdbebeneinwirkungen in den untersuchten Ländern
- Erleichterungen bei geringen Einwirkungen
- Regelungen des Ansatzes vertikaler Erdbebenbeschleunigungen
- Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen
- Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz

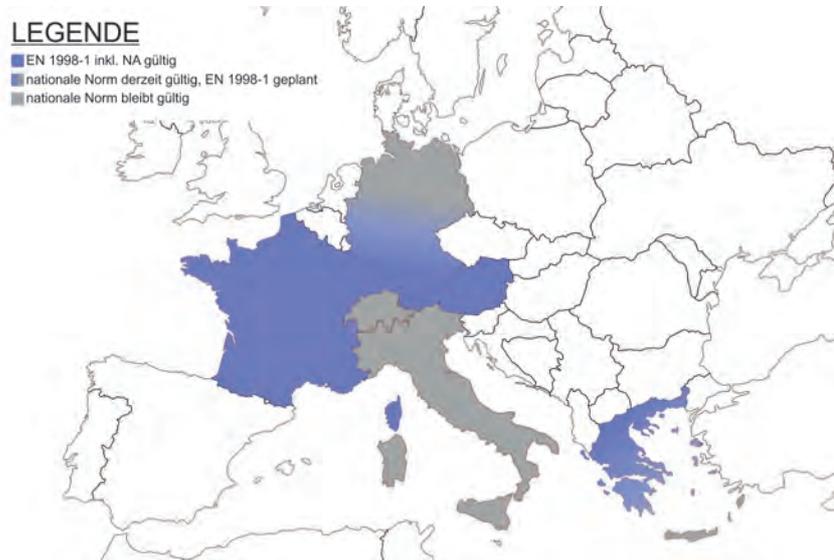
## 2 Stand der Umsetzung der EN 1998 inklusive der nationalen Anhänge

Im Rahmen dieser Thematik wurde in der Studie die Normungssituation hinsichtlich der außergewöhnlichen Einwirkung „Erdbeben“ der angeführten Länder auf den Stand der Umsetzung der EN 1998-1: „Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten“ [2] überprüft. Nachdem in der Zwischenzeit diverse Dokumente modifiziert worden sind, wurde diese Bestandserfassung kürzlich aktualisiert und ist in der folgenden Tabelle für sämtliche betrachtete Länder angeführt.

Land	derzeit gültige Norm für Erdbebenberechnung	Umsetzung der EN 1998-1	Anmerkungen bzw. aktuelle Veränderungen
Österreich	ÖNORMEN 1998-1:2011 [2] bzw. ÖNORM B 1998-1:2011 [3]	umgesetzt seit 01.06.2009	Im Juni 2011 wurde seitens des österreichischen Normungsinstitutes eine Aktualisierung des nationalen Anhangs veröffentlicht. Mehr dazu ist in Beitrag A dieses Tagungsbandes nachzulesen.
Deutschland	DIN 4149:2005 [5]	geplante Umsetzung: unbekannt	Die im Dezember 2010 erschienene DIN EN 1998-1 [6] bzw. die DIN EN 1998-1/NA [7] sollte eigentlich zu diesem Zeitpunkt die aktuell gültige DIN 4149 ersetzen. Dies ist jedoch nicht erfolgt.
Schweiz	Einwirkungen: SIA 261:2003 [8]  Bemessung von Holzbauten: SIA 265:2003 [9]	wird nicht umgesetzt	Im Rahmen der Eurocode-Serie sind die Regelungen zur außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“ als eigener Teil aus der EN 1991 ausgegliedert. In der SIA-Serie ist dies nicht der Fall, Einwirkungen zufolge Erdbeben werden anhand der SIA 261 ermittelt, die Bemessung speziell für Holzbauten erfolgt mit Hilfe der SIA 265.
Frankreich	NF EN 1998-1:2005 [10] bzw. NF EN 1998-1/NA:2007 [11]	umgesetzt seit Dezember 2007	keine
Italien	D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008) [12] bzw. C.M. 2 febbraio 2009, n° 617 [13], aber auch UNI EN 1998-1:2005 [14]	Hauptdokument liegt vor (Jänner 2007), kein nationaler Anhang vorhanden, Gültigkeit dieses Dokumentes begrenzt	Die Ermittlung der Einwirkungen wird ausschließlich mit der nationalen Norm NTC 2008, Kap. 2, 3 und 7 durchgeführt, die Bemessung eines Tragwerks darf auch mit der UNI EN 1998-1:2005 (ital. Version) erfolgen. Voraussetzung ist jedoch die Einhaltung der Bestimmungen gemäß NTC 2008, Kap. 12.
Griechenland	nationale griechische Erdbebennorm [15]	Umsetzung geplant, Zeitpunkt jedoch unklar	Für den derzeitigen griechischen nationalen Anhang [16], welcher bereits im Rahmen einer Testphase angewendet werden konnte, ist eine Aktualisierung geplant. Der Veröffentlichungstermin dieses Dokuments ist jedoch unbekannt.

**Tab. 2.1:** Stand der Umsetzung der EN 1998-1 inkl. NA in den betrachteten Ländern

Die folgende Abbildung gibt die in Tab. 2.1 dargestellte Situation der Erdbebennormen für die betrachteten Länder in Europa wieder. Die farbliche Unterscheidung richtet sich nach dem Status der EN 1998-1 im jeweiligen Land.



**Abb. 2.1:** *aktuelle Situation der Erdbebennormung in Mitteleuropa gemäß Tab. 2.1*

### 3 Größe der Erdbebeneinwirkung in den untersuchten Ländern

Die Größe der Erdbebeneinwirkung auf ein Tragwerk, bei kräftebasierenden Berechnungsverfahren als Horizontal- bzw. Vertikalkraft ausgedrückt, ist von vielen Faktoren abhängig. Neben der Tragwerksform (regelmäßiger oder unregelmäßiger Grund- bzw. Aufriss), der Art des Tragsystems (Rahmensystem, Wandsystem, etc.) und des verwendeten Materials (Stahl, Beton, Mauerwerk, Holz, Verbundwerkstoffe, etc.) werden diese Komponenten vor allem durch den spezifischen Standort und der Bedeutung des Bauwerks beeinflusst. Im Rahmen der erfolgten Normenstudie wurde das Hauptaugenmerk speziell auf die beiden letztgenannten Faktoren gerichtet. Gemäß der ÖNORM EN 1998-1 kann der Einfluss von Standort (anzuwendende Norm, Erdbebenzone, Baugrund/ Untergrund) und der Bedeutung des Bauwerks auf die Größe der Erdbebeneinwirkung durch die folgende Kombination zusammengefasst werden.

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$$

mit

$\gamma_I$  als sogenannter Bedeutungsbeiwert, welcher das betreffende Bauwerk in Abhängigkeit seiner Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung unmittelbar nach einem Erdbeben, sowie die sozialen und wirtschaftlichen Folgen eines Tragwerkversagens in eine der vier folgenden Klassen einteilt.

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert $\gamma_I$
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für öffentliche Sicherheit	0,8
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist	1,4

**Tab. 3.1:** Bedeutungskategorien von Hochbauten gemäß ÖNORM EN 1998-1

Anmerkung:

Die Länder Frankreich und Griechenland (geplantes Dokument) haben diese Tabelle aus dem Hauptdokument vollinhaltlich in ihre nationalen Anhänge übernommen. In Österreich wurde in der ÖNORM B 1998-1 neben der Bedeutungskategorie auch die jeweilige Erdbeben-Zonengruppe zur Skalierung des Bedeutungsbeiwerts miteinbezogen (siehe [3], Tabelle 1). Die aktuellen nationalen Normen in der Schweiz und in Deutschland verwenden in der Einstufung dasselbe System, bis auf die Ausnahme, dass in der SIA 261 Klasse I (Bauwerke mit geringer Bedeutung) nicht vorhanden ist. In Italien jedoch, erfolgt die Erfassung der Bedeutung des jeweiligen Bauwerks differenziert. Im Gegensatz zu den oben genannten Ländern/Normen muss dieser Parameter bereits bei der Ermittlung der jeweiligen Spitzenbodenbeschleunigung bekannt sein und fließt in die Wahl einer bestimmten, von der

Bedeutung des Gebäudes abhängigen, Referenz-Wiederkehrperiode  $T_R$  des Bemessungsbebens ein. Diese wird wie folgt berechnet:

$$T_R = \frac{V_N \cdot C_U}{\ln(1 - P_{VR})}$$

mit

$V_N$  als nominelle Lebensdauer (in Jahren), für Hochbauten werden hier in der Regel 50 Jahre angesetzt,

$C_U$  als Koeffizient, der in Abhängigkeit der Nutzungsklassen I-IV (je nach Bedeutung) die Werte 0,7-2,0 annehmen kann

$P_{VR}$  als anzunehmende Überschreitungswahrscheinlichkeit, die je nach Genzzustand (SLS oder ULS) folgende Werte annehmen kann

Grenzzustände		$P_{VR}$
SLS	SLO	81%
	SLD	63%
ULS	<b>SLV</b>	<b>10%</b>
	SLC	5%

S als Baugrundparameter, welcher in Abhängigkeit des jeweiligen Baugrundes in seiner Größe von 1,00 - 1,40 variiert (gemäß EN 1998-1). Die genaue Beschreibung und Einteilung der Baugrundklassen ist in der EN 1998-1, Tabelle 3.2 nachzulesen.

Anmerkung:

Während dieser Baugrundparameter ebenfalls in den Normen der Länder Österreich, Schweiz, Frankreich und Griechenland als einzelner Wert in Abhängigkeit des Bodens einer Tabelle entnommen werden kann (die Skalierungen unterscheiden sich zwischen den Normen geringfügig), bilden hier Deutschland und Italien die Ausnahme. In beiden nationalen Normen, aber auch im derzeitigen nationalen Anhang zur DIN EN 1998-1 wird der Baugrundparameter als Produkt der Multiplikation eines Bodenparameters mit einem Untergrundparameter gewonnen.

$a_{gR}$  als Referenz-Spitzbodenbeschleunigung in  $[m/s^2]$  oder in  $[g]$ , welche in sämtlichen Normen einer Zonenkarte bzw. einem Ortsverzeichnis entnommen werden kann. Abgesehen von abweichenden Bezeichnungen (Index) und Einheiten (in  $m/s^2$  oder  $g$ ) sind hier keine groben Unterschiede zwischen den nationalen Dokumenten erkennbar.

Der Vergleich der Größe der Erdbebeneinwirkungen in den verschiedenen Ländern/Normen wurde aus mehreren Gründen anhand des Produktes  $\gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S$  durchgeführt. Einerseits dient gemäß ÖNORM EN 1998-1 das Ergebnis dieses Ausdrucks zur Klassifizierung der Erdbebeneinwirkungen

auf ein Bauwerk als „sehr geringe“, „geringe“ oder „normale Seismizität“ und andererseits kann durch die Berücksichtigung der oben erläuterten Faktoren der minimalste und maximalste Wert der tragwerksunabhängigen Erdbebeneinwirkung auf ein Gebäude im jeweiligen Land unter Anwendung der jeweiligen nationalen Norm ermittelt werden. Neben dem Absolutwert der Größe der Einwirkung stellt die von Erdbeben betroffene Fläche des Bundesgebietes einen weiteren, wichtigen Faktor zur Bestimmung der Erdbebengefährdung in einem Land dar. Während für Deutschland, Österreich und Griechenland gemäß [15], [18] und [20] die von Erdbeben gefährdete Fläche des jeweiligen Landes relativ genau beziffert werden kann, wurde diese für die Länder Frankreich, Italien und Schweiz anhand der nationalen Verteilung der Erdbebenzonen abgeschätzt (siehe auch Abschnitt 8, Abb. 8.1). Die folgende Tabelle zeigt nun als Ergebnis dieses Unterkapitels die Minima und Maxima der Erdbebeneinwirkungen resultierend aus dem erläuterten Produkt, sowie die betroffene Fläche der jeweiligen Bundesgebiete.

Land	Minimum [m/s <sup>2</sup> ]	Maximum [m/s <sup>2</sup> ]	betroffene Fläche [%]
Österreich	0,00	1,98	20
Deutschland	0,00	1,68	15
Schweiz*	0,60	3,14	100
Frankreich**	0,00	5,88	60
Italien***	0,00	6,40	92
Griechenland	1,28	7,06	100

**Tab. 3.2:** *Minima, Maxima und die betroffene Fläche der Erdbebeneinwirkungen der untersuchten Länder*

Anmerkungen:

\* Gemäß SIA 261, Abschnitt 16.2.1.2 weist die Schweiz selbst in der niedrigsten nationalen Zone Z1 einen Bemessungswert der Bodenbeschleunigung  $a_{gd}$  (entspricht  $a_{gR}$  nach EN 1998-1) von 0,60 m/s<sup>2</sup> auf. Im Vergleich liegt dieser Wert, multipliziert mit dem für die Schweiz geringsten Bedeutungsbeiwert  $\gamma_f$  von 1,0 und der günstigsten Baugrundkategorie (Baugrundklasse A,  $S = 1,0$ ) deutlich über der Grenze der „sehr geringen Seismizität“ (0,49 m/s<sup>2</sup>) gemäß EN 1998-1. Diese Grenze gibt im Wesentlichen an, ob gemäß EN 1998-1 die Erdbebeneinwirkungen auf ein Gebäude vernachlässigbar sind oder nicht. Somit kann davon ausgegangen werden, dass Bauwerke im gesamten Bundesgebiet der Schweiz auf Erdbebeneinwirkungen bemessen werden müssen.

\*\* Die Größe der erdbebengefährdeten Fläche des Bundesgebietes von Frankreich wurde dem Text in [24] entnommen. Hier geht hervor, dass 60% der französischen Gemeinden in den Erdbebenzonen 2-5 situiert sind. Selbst bei günstiger Auslegung von Baugrund und Bedeutung des Bauwerks überschreiten die Bodenbeschleunigungen in diesen Zonen die Grenze der „sehr geringen Seismizität“ gemäß EN 1998-1. Daher wurde angenommen, dass ein Anteil von 60% des Bundesgebietes Frankreichs einer gewissen Erdbebengefährdung ausgesetzt ist.

\*\*\*

Aus der Bodenbeschleunigungs-Karte von Italien gemäß NTC 2008 ist zu entnehmen, dass das gesamte italienische Festland und die Insel Sizilien einer Erdbebeneinwirkung ausgesetzt sind. Nachdem die Zonierung in Italien den jeweiligen Bezirken bzw. Gemeinden obliegt, kann bei alleiniger Betrachtung der landesweit gültigen Norm NTC2008 nicht davon ausgegangen werden, dass in Gebieten mit geringer Erdbebengefährdung (z.B. Teile Norditaliens) eine Vernachlässigung dieser Einwirkungen bei der Bauwerksbemessung möglich ist. Somit kann bei diesem Kenntnisstand angenommen werden, dass einzig die Insel Sardinien (ca. 8% der Fläche des Bundesgebietes, nach [25]) nicht erdbebengefährdet ist.

Nachdem, wie bereits erläutert wurde, die Ermittlungen des Bedeutungsbeiwertes und jene der Bodenbeschleunigung von der EN 1998-1 abweicht, werden diese im Folgenden gezeigt.

Standort: Sizilien (Long: 14,929; Lat: 37,175; ED50)

mehrgeschossiger Hochbau -  $V_N = 50$  a

Nutzungsstufe IV -  $C_U = 2,0$

Grenzzustand der Tragfähigkeit (ital. SLV) -  $P_{VR} = 10\%$

Die Referenz-Wiederkehrperiode beträgt daher

$$T_R = -\frac{V_N \cdot C_U}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50 \cdot 2,0}{\ln(1 - 0,1)} = 949 \text{ a}$$

Für diese Wiederkehrperiode kann die Bemessungs-Bodenbeschleunigung  $a_g$  wie folgt berechnet werden

$$\log(a_g) = \log(a_{g,475}) + \log\left(\frac{a_{g,975}}{a_{g,475}}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{475}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{975}{475}\right)\right]^{-1}$$

und beträgt

$$a_g = 3,97 \text{ m/s}^2.$$

Die Ermittlung des Bodenparameters S erfolgt durch Multiplikation der Parameter  $S_S$  (Index „S“ für stratographisch) und  $S_T$  (Index „T“ für topographisch). Während der Parameter  $S_T$  zur Ermittlung der maximalen Bodenbeschleunigung zu 1,4 gesetzt werden kann, ist die Größe des Beiwertes  $S_S$  von der Größe der Einwirkung abhängig. Die folgende Abbildung zeigt den Größenverlauf von  $S_S$  in Abhängigkeit der gewählten Baugrundklasse (A-E) und dem Produkt  $F_0 \cdot a_g/g$ . Das Maximum für den vorliegenden Fall stellt die Baugrundklasse C dar,  $S_S$  resultiert zu 1,15.

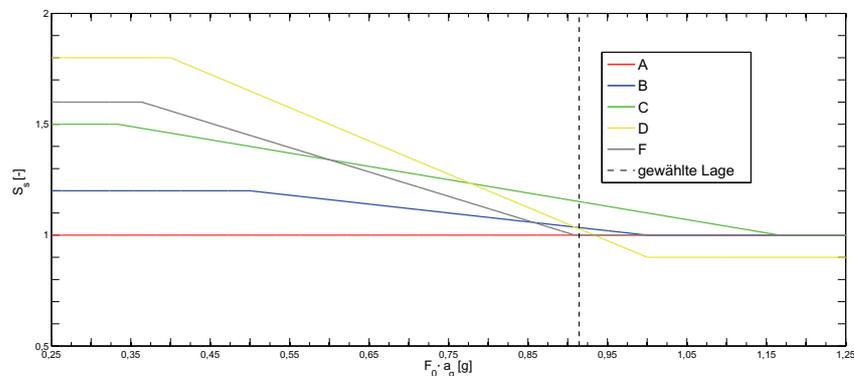


Abb. 3.1: Ermittlung des Maximalwertes für den Parameter  $S_S$

## 4 Erleichterungen im Nachweisverfahren zufolge geringer Erdbebeneinwirkungen

Ein für die Durchführung des Erdbebennachweises weiterer wichtiger Punkt im Rahmen der Normenstudie war die Untersuchung der einzelnen Dokumente auf etwaige Erleichterungen im Nachweisverfahren zufolge geringer Erdbebeneinwirkungen. Wie in Abschnitt 3 bereits erläutert wurde, ist in der EN 1998-1 die „sehr geringe Seismizität“ als Untergrenze der Notwendigkeit einer Erdbebenbemessung nach EN 1998-1 angeführt. Die mit dem bereits bekannten Produkt  $\gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S$  ermittelte Bodenbeschleunigung darf bei Vorliegen von „sehr geringer Seismizität“  $0,49 \text{ m/s}^2$  nicht überschreiten. Ein weiteres Kriterium wurde bei Erreichen einer Bodenbeschleunigung von  $0,98 \text{ m/s}^2$  festgesetzt. Diese Grenze wird als „geringe Seismizität“ bezeichnet und kann, wie in den folgenden Abschnitten erläutert, als Steuerungsparameter der Komplexität der zu tätigen Schritte im Rahmen der Erdbebenberechnung angesehen werden. Anzumerken ist hierbei, dass die Grenzwerte und auch die Erleichterungen im Nachweisverfahren im nationalen Anhang zur EN 1998-1 steuerbar sind. Die folgenden Unterabschnitte geben als Ergebnisse der Normenstudie Auskunft über die Umsetzung dieser Vorschriften in den nationalen Anhängen (wenn vorhanden) bzw. über ähnliche Randbedingungen in den nationalen Normen der Schweiz, Italien und Deutschland.

Anmerkung: Vereinfachungen im Nachweisverfahren zufolge Regelungen, die von der Wahl und Konstruktionsweise eines bestimmten Materials abhängig sind (z.B. Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ gemäß ÖNORM B 1998-1, Abschnitt 13.5), wurden hier nicht betrachtet.

### 4.1 Österreich

ÖNORM B 1998-1:2011, Abschnitte 7.2.3 und 7.2.4

Zum Zeitpunkt der Normenstudie (November 2010) wurden in der damals gültigen ÖNORM B 1998-1:2006 [4] die oben angegebenen Grenzen von „sehr geringer“ und „geringer Seismizität“ insofern abgeändert, dass der Bereich der „geringen Seismizität“ nach unten und nach oben hin erweitert wurde. Eine Maßnahme, die durch die Tatsache interpretierbar ist, dass in Österreich vorwiegend Gebiete mit „geringer Seismizität“ auftreten und somit für einen Großteil des Baugeschehens zwar eine Berechnung durchgeführt werden soll, diese jedoch vereinfacht erfolgen kann.

Die neue, im Juni 2011 veröffentlichte Version des nationalen Anhangs ([3]) übernimmt wiederum direkt die Vorgaben aus dem Hauptdokument, die Hintergründe dafür bleiben gemäß [3] unbegründet.

Während diese beiden Grenzwerte im Rahmen der Aktualisierung des nationalen Anhangs für Österreich verändert wurden, sind die Erleichterungen im Nachweisverfahren (bei geringer Seismizität) bzw. das Wegfallen des Nachweises (bei sehr geringer Seismizität) mit Erreichen der Grenzwerte gleich geblieben. In der ÖNORM B 1998-1:2011 wird vorausgesetzt, dass bei Vorliegen von „sehr geringer Seismizität“ die horizontalen Einwirkungen zufolge „Wind“ mit großer Wahrscheinlichkeit im Rahmen der Tragwerksbemessung maßgebend sind und daher der Erdbebennachweis gemäß EN 1998-1 nicht geführt werden muss. Zweifelsfälle (große Massen, schwache Horizontalaussteifung) sind jedoch zu überprüfen. Wird das Kriterium der „sehr geringen Seismizität“ überschritten, jenes der „geringen Seismizität“ jedoch erfüllt ( $\gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$ ), so darf eine linear-elastische Berechnung (Antwortspektrumverfahren) mit ebenen Modellen - auch bei Nicht-Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien (siehe dazu EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3 bzw. Beitrag C dieses Tagungsbandes [21]) - für den Erdbebennachweis angewendet werden.

## 4.2 Deutschland

DIN 4149:2005, Abschnitt 7.1 bzw. DIN EN 1998-1/NA:2011-01, Anhang NA.D.1

Nachdem im Rahmen der Durchsicht der aktuellen, jedoch (noch) nicht umgesetzten Version der DIN EN 1998-1/NA:2011-01 [7] eine wesentliche Änderung im Rahmen dieser Thematik auffällig war, werden die Erläuterungen der Regeln für Vereinfachungen im Erdbebennachweis in Deutschland in zwei Situationen aufgeteilt. Situation 1 gibt die Erkenntnisse der Normenstudie und somit die Regelungen aus der DIN 4149:2005 und des damals veröffentlichten nationalen Anhangs wieder, während Situation 2 die abgeänderten Bedingungen aus der aktuellen DIN EN 1998-1/NA:2011-01 erläutert.

### 4.2.1 Situation 1 - Aktuelle Regelung gemäß DIN 4149:2005 bzw. DIN EN 1998-1/NA (Vorgängerversion)

Für die Bundesrepublik Deutschland wurde gemäß DIN EN 1998-1/NA (Vorversion zum aktuell gültigen NA) ebenfalls eine Einteilung in die Fälle der "sehr geringen" und "geringen" Seismizität getroffen; diese geben jedoch keinen Aufschluss über die Art und den Umfang der zu führenden Nachweise. Erleichterungen der Nachweise resultierten hingegen bei Einhaltung bestimmter Bedingungen. Diese lauten nach DIN 4149:2005, Abschnitt 7.1 und DIN EN 1998-1/NA, Abschnitt NA.A.8 (Vorversion) wie folgt:

- Ist die mit einem Verhaltensbeiwert  $q$  von 1,0 ermittelte horizontale Gesamterdbebenkraft kleiner als die maßgebende Horizontalkraft, die sich aus anderen Einwirkungskombinationen (vor allem Windlasten) ergibt und
- werden die in Abschnitt 4.2 der Norm angegebenen Empfehlungen für den Entwurf eingehalten (diese sind den Empfehlungen nach ÖNORM EN 1998-1:2011 sehr ähnlich), können die Nachweise der Standsicherheit für Gebäude der Bedeutungskategorie I-III als erbracht angesehen werden.

Auf den Nachweis kann für Wohn- und Bürogebäude gänzlich verzichtet werden, wenn gilt:

- Die Anzahl der Vollgeschosse über dem Einspannungshorizont nicht die Werte der folgenden Tabelle überschreitet:

Erdbebenzone	Bedeutungskategorie	maximale Anzahl an Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I und II	3
3	I und II	2

**Tab. 4.1:** Grenzwerte der Vollgeschosse bei Entfall des Nachweises nach DIN 4149:2005

- Wie bereits erwähnt, müssen natürlich auch hier die Entwurfsempfehlungen nach Abschnitt 4.2 der DIN eingehalten werden.
- Für Bauten in den Zonen 2 und 3 müssen die Regelmäßigkeiten in Grund- und Aufriss gewährleistet sein.
- Die Geschosshöhe darf maximal 3,50 m betragen und
- für Mauerwerksbauten sind weitere konstruktive Regeln einzuhalten.

Somit kann festgestellt werden, dass bei Einhalten dieser Anforderungen an das Tragwerk der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig wegfallen kann.

### 4.2.2 Situation 2 - Bei Umsetzung der DIN EN 1998-1 bzw. DIN EN 1998-1/NA gültige Regelungen

Wie bereits in Abschnitt 4.2.1 dargelegt, wurden in der Vorversion der aktuellen DIN EN 1998-1/NA:2011-01 die Kriterien der „geringen“ und „sehr geringen“ Seismizität für Erleichterungen im Nachweisverfahren nicht weiter berücksichtigt. Die aktuelle Version der DIN EN 1998-1/NA fügt nun in Abschnitt „NDP zu 3.2.1(4)“ die in Situation 1 geschilderten Randbedingungen (Bedeutungskategorie, Regelmäßigkeitskriterien, etc) mit den Seismizitätsgrenzwerten zusammen und beinhaltet nun folgende Kriterien:

- Vorliegen von geringer Seismizität (betrifft Zone 1 bis 3 in Deutschland)
- übliche Hochbauten der Bedeutungskategorie I bis III
- mit maximal 6 Geschossen bzw. einer maximalen Gebäudehöhe von 20 m

Weiters gibt der Anhang NA.D.1 Aufschluss darüber, dass zur Anwendung von vereinfachten Methoden der Berechnung und Nachweisführung weitere, konstruktive Bedingungen einzuhalten sind, welche im Wesentlichen die Regelungen aus Situation 1 bzw. die Einhaltung von Teilen der Kriterien der konstruktiven Regelmäßigkeit gemäß EN 1998-1 beinhalten.

An und für sich sind hier keine größeren Unterschiede zwischen beiden Dokumenten erkennbar, der entscheidende Punkt ist jedoch, dass in der derzeit gültigen DIN 4149 bei Einhaltung dieser erwähnten Kriterien der Grenzzustand der Tragfähigkeit als erfüllt angesehen werden kann (Berechnung somit nicht notwendig), während das Einhalten der nahezu identen Kriterien gemäß DIN EN 1998-1/NA lediglich Vereinfachungen in der Berechnungen vorsieht. Diese Vereinfachungen sind ident mit jenen in Abschnitt 4.1.

Somit kann festgestellt werden, dass übliche Hochbauten wie etwa Wohn- oder Bürogebäude, welche in den Erdbebenzonen 1 bis 3 errichtet werden und mit großer Wahrscheinlichkeit den größten Teil der Bauwerke in deutschen Gebieten mit Erdbebengefährdung ausmachen, bei Einhaltung der erläuterten Kriterien aktuell nicht auf Erdbeben nachgewiesen werden müssen, bei zukünftiger Gültigkeit der DIN EN 1998-1/NA jedoch schon - wenn auch vereinfacht.

### 4.3 Schweiz

Wie bereits in Abschnitt 3 dieses Beitrages erwähnt wurde, werden in der Schweiz zur Bemessung eines mehrgeschossigen Hochbaus in Holzbauweise auf die außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ die Normen SIA 261 (Einwirkungen) und SIA 265 (Holzbau) herangezogen. Im Rahmen der Normenstudie in [19] wurden keinerlei Hinweise in beiden Normen gefunden, die darauf zurückschließen ließen, dass aufgrund des Vorliegens einer niedrigen Erdbebenzone bzw. eines Bauwerks geringer Bedeutung Erleichterungen im Nachweisverfahren, vergleichbar mit jenen der ÖNORM B 1998-1:2011, angewendet werden können.

Anmerkung: Fälle der „sehr geringen Seismizität“ mit den Grenzwerten gemäß EN 1998-1 wären in der Schweiz aufgrund der hohen Spitzenbodenbeschleunigungen (SIA 261, Abschnitt 16.2) selbst in der niedrigsten Zone Z1 auszuschließen.

### 4.4 Frankreich

Aus dem nationalen französischen Anhang, der NF EN 1998-1/NA geht hervor, dass beide Grenzwerte für „sehr geringe“ und „geringe“ Seismizität direkt aus dem Hauptdokument übernommen worden sind. Während z.B. in der ÖNORM B 1998-1:2011 Erleichterungen in der Berechnung zufolge des Seismizitätskriteriums, sprich einer günstigen Kombination aus Baugrund, Bodenbeschleunigung und Bedeutung des Bauwerks gestattet sind, werden nahezu dieselben Vereinfachungen gemäß NF EN 1998-1/NA ausschließlich über die Bedeutung des Bauwerks geregelt. Nach [10], Abschnitt 4.3.3.1(8) sind diese für sämtliche Bedeutungskategorien außer Kategorie IV erlaubt, sofern die Bedingungen nach EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.1(8) erfüllt werden. Bei diesen handelt es sich im Wesentlichen um konstruktive Kriterien und um eine Begrenzung der Gebäudehöhe auf 10 m.

### 4.5 Italien

Im Gegensatz zur EN 1998-1 bzw. zu den nationalen Anhängen des Hauptdokumentes, sind die Begriffe der „sehr geringen“ bzw. „geringen Seismizität“ im italienischen Dokument nicht üblich. Vereinfachungen in der Berechnung und im Nachweisverfahren gelten gemäß NTC 2008, Kapitel 7 für die Zone 4 in Italien. Liegt das zu berechnende Bauwerk in Zone 4, so müssen die Regeln nach Kapitel 7 (Bemessungsverfahren nach Erdbebennorm) nicht angewendet werden. In diesem Fall genügt ein Nachweis mit einer Spektralbeschleunigung für beide Horizontalrichtungen x und y von  $S_d(T_1) = 0,07g$ . Voraussetzung dafür ist - im Gegensatz zu den Vereinfachungen in Österreich - auch das Einhalten der Regelmäßigkeitskriterien in Grund- und Aufriss sowie weiterer konstruktiver Randbedingungen.

Da die Einteilung der Erdbebenzonen und die Festlegung, ob bedeutende Gebäude ( $V_N > 100a$ , Nutzungsklasse III-IV) auch bei geringen Einwirkungen nach NTC 2008, Kapitel 7 bemessen werden müssen, von den regionalen Behörden festgelegt wird, kann an dieser Stelle keine, für das gesamte Bundesgebiet Italiens gültige Aussage getroffen werden.

### 4.6 Griechenland

Nachdem die mindest mögliche Bodenbeschleunigung aus dem Produkt aus Erdbebenzone, Baugrund und Bedeutung des Gebäudes gemäß Tab. 3.2 für Griechenland weit jenseits der Obergrenze für das Vorliegen von „geringer Seismizität“ zu finden ist, haben diese Begriffe für die Gefährdungssituation

Griechenlands keine Bedeutung (siehe auch [16], Abschnitte 3.2.1(4) und 3.2.1(5)). Erleichterungen in der Berechnung sind jedoch bei Bauwerken der Bedeutungskategorien I und II ( $\gamma_{I, \max} = 1, 0$ ) möglich. Die dabei einzuhaltenden Randbedingungen sind ident wie jene in Abschnitt 4.4 dieses Berichtes.

## 5 Regelungen des Ansatzes vertikaler Erdbebenbeschleunigungen

Die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  gemäß EN 1998-1, welche in vielen Fällen den bedeutsamsten Parameter im Rahmen der Erdbebenbemessung darstellt, gibt eigentlich nur die Größe der horizontalen Erdbebeneinwirkungen für die Lage des betreffenden Gebäudes an. Da diese Erdbebeneinwirkungen keinesfalls ausschließlich horizontal - also zweidimensional - auftreten, sondern dreidimensionale und somit auch vertikale Beanspruchungen hervor bringen, wurde im Rahmen der Untersuchung der genannten Dokumente auch auf die Regelungen zur Berechnung dieser Belastungen geachtet. Im Hauptdokument, der EN 1998-1 werden vertikale Erdbebenbeanspruchungen durch die Erstellung eines sogenannten vertikalen elastischen Antwortspektrums dargestellt (siehe Abschnitt 3.2.2.3). Weiters regelt Abschnitt 4.3.3.5.2 der Norm gewisse Stellen im Tragwerk, die auf vertikale Erdbebenbeanspruchungen bemessen werden müssen, sofern die Vertikalbeschleunigung  $a_{vg}$  den Grenzwert von  $0,25g$  ( $2,50 \text{ m/s}^2$ ) überschreitet. Diese sind

- horizontale oder fast horizontale tragende Bauteile mit Spannweiten von 20 m oder mehr,
- horizontale oder fast horizontale auskragende Bauteile mit Längen über 5 m,
- horizontale oder fast horizontale vorgespannte Bauteile,
- Balken, die Stützen tragen und
- schwingungsisiolierte Bauwerke.

Ausgehend von Österreich sind in den folgenden Unterpunkten die Bestimmungen in den einzelnen nationalen Anhängen zu den beiden genannten Abschnitten der EN 1998-1 angeführt. Dieselbe Thematik wurde auch in den nationalen Normen Deutschlands, der Schweiz und Italien untersucht.

### 5.1 Österreich

Gemäß ÖNORM B 1998-1:2001, Abschnitt 7.2.9 kann die Vertikalkomponente der Erdbebenbeschleunigung  $a_{vg}$  wie folgt ermittelt werden:

$$a_{vg} = \frac{2}{3} \cdot a_{gR}$$

Aus der Zonenkarte in der ÖNORM B 1998-1 geht hervor, dass die maximal mögliche Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  für Österreich  $1,00 \text{ m/s}^2$  beträgt. Somit beträgt die maximale vertikale Beschleunigung im Erdbebenfall

$$a_{vg} = \frac{2}{3} \cdot a_{gR} = \frac{2}{3} \cdot 1,00 = 0,67 \text{ m/s}^2$$

und liegt somit weit unter dem Grenzwert von  $2,50 \text{ m/s}^2$ , welcher gemäß EN 1998-1 die Miteinbeziehung der Vertikalkomponente erfordert. Somit kann darauf zurückgeschlossen werden, dass diese in Österreich nicht berücksichtigt werden muss, was letztendlich auch in Abschnitt 7.2.8 der ÖNORM B 1998-1 so definiert worden ist. Da jedoch immer Sonderfälle zufolge ungünstiger Gebäudegeometrien auftreten können, sollte die Vertikalkomponente vor allem bei Tragwerken mit über die Höhe des Tragwerks nicht durchgehenden, lastabtragenden Elementen im Rahmen einer räumlichen Modellbildung unbedingt mitberücksichtigt werden.

## 5.2 Deutschland

Auch im Rahmen dieser Thematik gibt es gewisse Unterschiede zwischen der aktuell gültigen DIN 4149:2005 und der derzeit aktuellen DIN EN 1998-1/NA. Ähnlich dem Abschnitt 4.3.3.5.2 der EN 1998-1 beschränkt sich der Ansatz der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkungen im Wesentlichen auf Träger, die Stützen tragen. Die vertikalen Einwirkungen werden ebenfalls mit Hilfe eines Bemessungsspektrums ermittelt, es gilt hier die Beziehung

$$a_{vg} = 0,70 \cdot a_g.$$

Die aktuelle DIN EN 1998-1/NA hat hingegen die Bestimmungen aus dem Hauptdokument übernommen und gibt die Bestimmung von  $a_{vg}$  wie folgt an:

$$a_{vg} = 0,5 \cdot a_{gR} \cdot \gamma_I$$

Weiters wurde, da nichts gegenteiliges im nationalen Anhang angeführt ist, Abschnitt 4.3.3.5.2 direkt übernommen. Das bedeutet jedoch, dass in Deutschland die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkungen aufgrund des Nicht-Erreichens des Grenzwertes von 2,50 m/s<sup>2</sup> (siehe auch Tab. 3.2 dieses Beitrages) vernachlässigt werden kann. Dies steht im Gegensatz zur DIN 4149:2005, welche die Berücksichtigung für die erwähnten Tragwerksbereiche ohne Untergrenze vorsieht.

## 5.3 Schweiz

Die Kriterien für die Berechnung von vertikalen Erdbebeneinwirkungen sind mit jenen der DIN 4149:2005 vergleichbar und die Nachweise sind unabhängig von der Größe der Einwirkung immer für gewisse Tragwerksbereiche (Kragträger, Stützen auf Trägern) zu führen. Die vertikale Beschleunigung wird ermittelt, indem man die Ordinaten des Bemessungsspektrums  $S_d$  ebenfalls mit dem Faktor 0,7 multipliziert. Der Verhaltensbeiwert wird für diese Berechnungen auf 1,5 begrenzt.

## 5.4 Frankreich

Gemäß NF EN 1998-1/NA wurden beide Abschnitte 3.2.2.3 und 4.3.3.5.2 der EN 1998-1 vollinhaltlich übernommen. Über etwaige Sonderfälle dazu, wie sie in der ÖNORM B 1998-1 angeführt sind, ist im französischen Dokument nichts zu finden. Somit gelten dieselben Bestimmungen wie im Hauptdokument.

## 5.5 Italien

Aus Kapitel 7.2 der italienische Norm NTC 2008 geht hervor, dass vertikale Erdbebeneinwirkungen ebenfalls für bestimmte Tragwerksbereiche zu berücksichtigen sind. Diese Bereiche sind bis auf geringfügig unterschiedliche Spannweiten jenen der EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.5.2 sehr ähnlich. Weiters gilt, dass die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkungen in den Erdbebenzonen 3 und 4 (Einteilung ist regional) vernachlässigbar ist.

## 5.6 Griechenland

Die Regelungen des geplanten griechischen nationalen Anhangs sind ident mit jenen in Frankreich und somit direkt aus dem Hauptdokument anwendbar.

## 6 Kombination der Erdbebeneinwirkungen mit anderen Einwirkungen

Im Zuge der Erdbebenuntersuchung eines Bauwerks müssen die Massen der einzelnen Geschosse für die Ermittlung der horizontalen Einwirkungen bekannt sein. Diese resultieren nicht nur aus ständigen Lasten (Eigengewicht der Konstruktion, Aufbauten), sondern auch aus Teilen der veränderlichen Einwirkungen, wie etwa Nutzlasten oder Schneelasten. Die anzusetzende Kombination hierfür lautet gemäß EN 1998-1, Abschnitt 3.2.4(2):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

$G_{k,j}$  als ständige Einwirkungen j

$Q_{k,i}$  als veränderliche Einwirkungen i

$\psi_{E,i}$  als Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i

Der Kombinationsbeiwert  $\psi_{E,i}$  errechnet sich dabei wie folgt:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

mit

$\psi_{2,i}$  als Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung  $Q_{k,i}$  gemäß EN 1990:2003 [1], Anhang A1

$\varphi$  Faktor, der den Kombinationsbeiwert  $\psi_{2,i}$  je nach Geschoss, Art der veränderlichen Einwirkung und nationaler Auslegung abmindern bzw. erhöhen kann.

Nachdem neben der Bemessungs-Bodenbeschleunigung  $a_{gd}$ , gebildet aus dem Produkt  $\gamma_1 \cdot a_{gR}$  und dem vorliegenden Baugrund mit dem Baugrundparameter S auch die seismisch aktive Masse m zu den maßgebenden Parametern in der Erdbebenberechnung zählt, können Unterschiede in der nationalen Auslegung des Faktors  $\varphi$  die Größe der Erdbebeneinwirkung erheblich mitbeeinflussen. Daher wurden im Rahmen der Normenstudie die einzelnen nationalen Anhänge der betreffenden Länder bzw. die nationalen Erdbebennormen der Länder Schweiz, Deutschland und Italien auf diese Auslegungen hin überprüft. Die folgende Tabelle gibt die Abweichungen des Faktors  $\varphi$  in den einzelnen nationalen Anhängen wieder.

Art	Geschoss	AUT	GER DIN 4149/ DIN EN 1998-1/NA	CH	FR	IT	GRK
Kat. A-C	Dach	1,0	1,0/1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	Geschosse mit in Beziehung zueinander stehender Nutzung	1,0	0,7/0,7	1,0	0,8	1,0	0,8
	Unabhängig genutzte Geschosse	1,0	0,5/0,7	1,0	0,5	1,0	0,5
Kat. D-F		1,0	1,0/1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

**Tab. 6.1:** Vergleich der  $\varphi$ -Werte zur Ermittlung des Anteils der veränderlichen Einwirkung an der seismisch aktiven Masse

Anhand von Tab. 6.1 ist festzustellen, dass der  $\varphi$ -Wert als Faktor am quasi-ständigen Anteil ( $\psi_{2,i}$ ) zur Ermittlung der seismisch aktiven Masse von Dokument zu Dokument teilweise erheblich variiert. Weiters wurde im Zuge des Studiums der aktuellen DIN EN 1998-1/NA noch eine weitere Besonderheit festgestellt. Gemäß EN 1998-1, Abschnitt 4.2.4(1)P müssen die Kombinationsbeiwerte  $\psi_{2,i}$  für die Auslegung von Hochbauten jenen entsprechen, die in der EN 1990:2002 [1], Anhang A.1 angegeben sind. Für Schneelasten lauten diese demnach (für CEN-Mitgliedsstaaten):

Einwirkung	$\psi_{2,i}$
Schneelasten > 1000 m ü. NN	0,2
Schneelasten < 1000 m ü. NN	0,0

**Tab. 6.2:** Auszug aus Tabelle A.1.1 der EN 1990:2002 für Schneelasten

Im Gegensatz dazu gibt die aktuelle DIN EN 1998-1/NA einen neuen, ausschließlich für die Kombinationen in der EN 1998-1, Abschnitt 4.2.4(2)P quasi-ständigen Kombinationsbeiwert  $\psi_{2,i}$  für Schneelasten von 0,50 an. Dieser gilt gemäß [7] unabhängig der vorhandenen Seehöhe des Bauvorhabens und weicht daher wesentlich von jenen in Tab. 6.2 ab.

## 7 Spezielle Regelungen für Bauwerke aus Holz

Im Rahmen der Normenstudie wurde das Hauptaugenmerk auf mehrgeschossige Hochbauten in Holzbauweise gelegt. Während in der Schweiz die Ermittlung der Einwirkungen (SIA 261) und die Bemessung des Tragwerks (SIA 265 für Holzbauten) für die außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ normativ getrennt erfolgt, werden diese beiden Abschnitte der Erdbebenberechnung in der Eurocode-Reihe zusammengefasst in der EN 1998-1 behandelt. Die Berechnung und Nachweisführung für Konstruktionen in Holz ist speziell in Kapitel 8 geregelt. Neben den, in den vorhergehenden Abschnitten betrachteten Einflussfaktoren „Standort“ (Baugrund, Erdbebenzone), „Bedeutung“ und „seismisch aktive Masse“, stellt der sogenannte Verhaltensbeiwert  $q$  einen weiteren, zumindest bei der Anwendung von kräftebasierenden Berechnungsverfahren, signifikanten Parameter im Rahmen der Tragwerksbemessung dar. Die Größe dieses Verhaltensbeiwerts ist im Wesentlichen von der Fähigkeit eines Tragwerks zur Energiedissipation (Energieumwandlung) abhängig und fließt als Divisor in die Ausdrücke des Bemessungsspektrums ein. Daher verhält sich die letztendlich resultierende Erdbebeneinwirkung indirekt proportional zur Größe des Verhaltensbeiwertes. Vereinfacht gesagt gilt: je größer der Verhaltensbeiwert  $q$ , desto kleiner die Kräfte, resultierend aus der Erdbebenbeanspruchung, welche vom Tragwerk aufgenommen werden müssen. Nachdem durch den Verhaltensbeiwert, wie im Namen bereits enthalten, das (nichtlineare) „Verhalten“ des Tragwerks in der linearen (Erdbeben-)Berechnung berücksichtigt wird, hängt dessen Größe natürlich wesentlich vom eingesetzten Material (Mauerwerk, Holz, Beton, Stahl, etc.) und von der Art des Tragwerks ab. Die EN 1998-1 regelt für Tragwerke aus Holz in Kapitel 8 die zu wählenden Verhaltensbeiwerte in Abhängigkeit des vorhandenen Systems. Diese Einteilung ist in ähnlicher Art und Weise auch in den nationalen Normen der Schweiz, Deutschland und Italien enthalten, die Größe des  $q$ -Wertes unterscheidet sich jedoch vor allem in der Größe des maximal wählbaren Faktors wesentlich. Die folgende Tabelle stellt diese Variationen anhand der Einteilung von Tabelle 8.1 der EN 1998-1 dar.

Klasse	Beispiele für Tragwerke	AUT	GER	CH	FR	IT*	GRK
DCL**	Kragarm-Tragwerke; Träger; Zwei- oder Dreigelenkbögen; Fachwerke mit Dübelverbindungen	1,5	1,5	1,5	-	1,5	1,5
DCM***	Verleimte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen; Tragwerke in Mischbauweise, bestehend aus Holzrahmen (zur Aufnahme der Horizontallasten) und einer nichttragenden Ausfachung	2,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
DCH****	Genagelte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit Nagelverbindungen;	3,0	4,0	3,0	3,0	3,0	-
	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen	4,0	4,0	3,0	4,0	4,0	-
	Genagelte Wandscheiben mit genagelten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen	5,0	5,0	3,0	3,0	5,0	-

**Tab. 7.1:** Gegenüberstellung der Verhaltensbeiwerte für Holztragwerke anhand der Einteilung in Tab. 8.1

Anmerkungen:

- \* Die italienische Norm NTC 2008 teilt Holztragwerke eigentlich nur in zwei Klassen auf (Klasse A - hohe Energiedissipation, Klasse B - niedrige Energiedissipation). Tragwerke mit einem Verhaltensbeiwert  $q \leq 1,5$  sind nicht in Tabellenform, sondern extra angeführt. Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurden diese in Tab. 7.1 der Klasse DCL zugeordnet.
- \*\* DCL = niedriges Energiedissipationsvermögen
- \*\*\* DCM = mittleres Energiedissipationsvermögen
- \*\*\*\* DCH = hohes Energiedissipationsvermögen

## 8 Gegenüberstellung der Zonenkarten der betrachteten Länder

Zum Abschluss dieses Berichtes zeigen die beiden folgenden Abbildungen Umrisskarten von Europa, in diesen sämtliche Erdbeben-Zonenkarten aus den betrachteten Normen der untersuchten Länder eingearbeitet wurden. Während Abb. 8.1 anhand der unterschiedlichen Farbabstufungen die Zonierungen der einzelnen Länder/Normen beibehält, wurde die Skalierung in Abb. 8.2 anhand der Erdbebenzonen Griechenlands gewählt. In dieser Abbildung ist ersichtlich, dass der Großteil der erbebengefährdeten Gebiete Mitteleuropas in die griechische Erdbebenzone Z1 mit der kleinsten Erdbebeneinwirkung einzustufen wäre. Einzig kleine Teile Südfrankreichs, sowie große Teile Italiens würden in höhere Erdbebenzonen eingestuft werden.

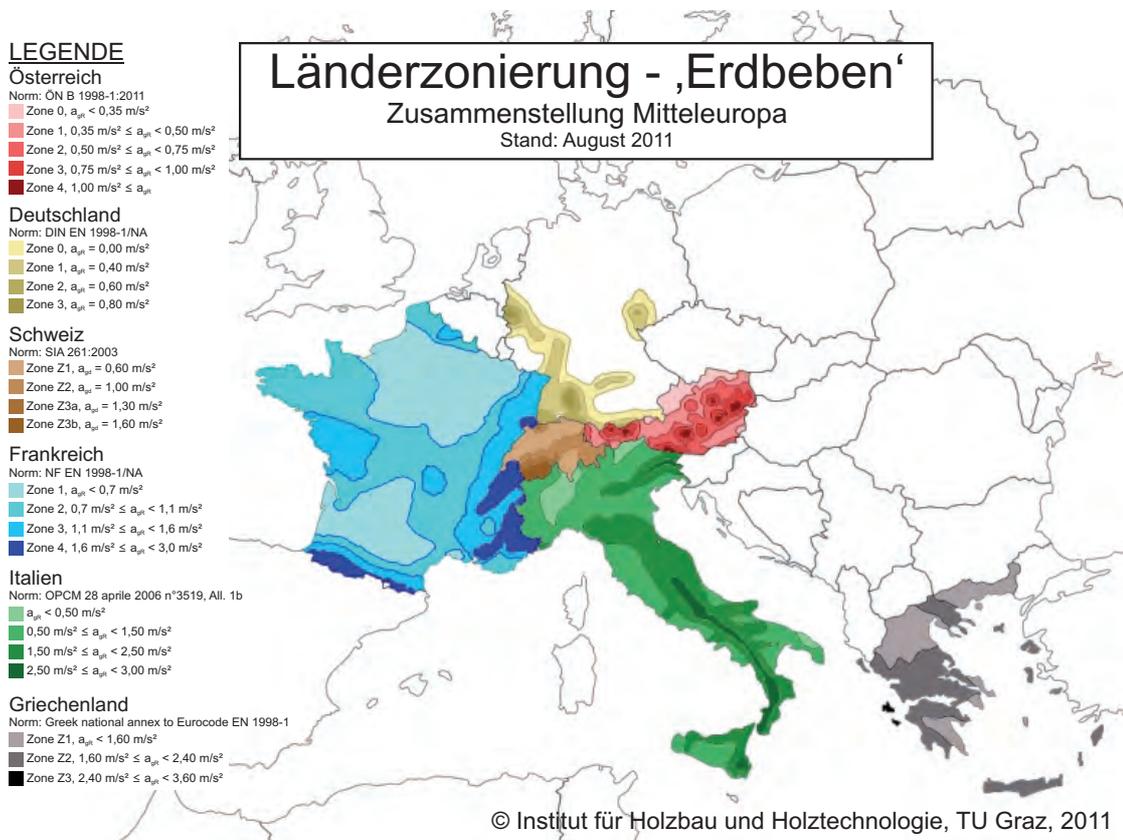
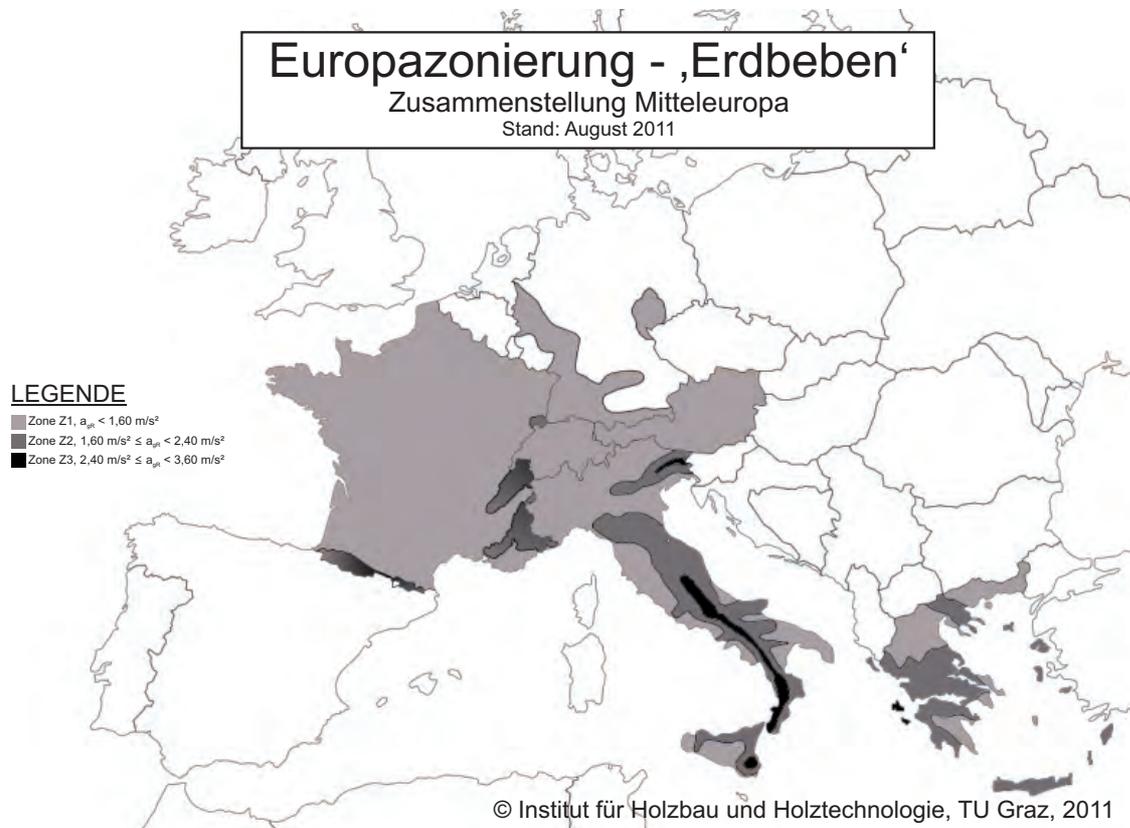


Abb. 8.1: Zusammenfassung der Erdbebenzonen der untersuchten Normen



**Abb. 8.2:** Skalierung der Erdbebenzonen anhand der Einteilung Griechenlands

## 9 Zusammenfassung und Ausblick

In den Abschnitten 2 bis 8 dieses Beitrages wurden die Festlegungen der untersuchten Dokumente bezüglich wichtiger Parameter im Rahmen der Erdbebenberechnung von Hochbauten in Holzbauweise untersucht. Von der Evaluierung des aktuellen Status der Erdbebennormung in Europa ausgehend (Abschnitt 2), erfolgen in den weiteren Abschnitten eine Gegenüberstellung der Größe der Erdbebenbeanspruchungen und der erdbebengefährdeten Fläche der Bundesgebiete (Abschnitt 3), sowie Vergleiche der Auslegungen bezüglich Erleichterungen im Nachweisverfahren zufolge geringer Einwirkungen (Abschnitt 4), der Regelungen zum Ansatz von vertikalen Erdbebenbeanspruchungen (Abschnitt 5) und der Kombination der Erdbebeneinwirkungen mit anderen Einwirkungen zur Ermittlung der seismisch aktiven Masse (Abschnitt 6). Die in den betrachteten Dokumenten relativ spärlich gehaltenen Regelungen für Bauwerke aus Holz werden anhand der Unterschiede der Größen der Verhaltensbeiwerte  $q$  (als weiterer wesentlicher Parameter in der Berechnung) in Abschnitt 7 miteinander verglichen. Abschließend geben die beiden Umrisskarten Europas in Abschnitt 8 die aus den einzelnen Dokumenten entnommenen Erdbebenzonierungen graphisch wieder, stellen diese anhand unterschiedlicher Farbskalierungen gegenüber (Abb. 8.1) und fassen den betrachteten Bereich anhand der Zonierung einer ausgesuchten Norm zusammen (Abb. 8.2).

Nachdem auch die Erdbebennormung durch neue wissenschaftliche Erkenntnisse und Festlegungen einer ständigen Erweiterung und Erneuerung ausgesetzt ist, soll dieser Beitrag als eine Momentaufnahme zum Status quo der Regelungen für den mitteleuropäischen Bereich angesehen werden. Ziel und Aufgabe für die Zukunft ist es, das Wissen um die Normung auf dem aktuellen Stand zu halten, bzw. dieses Wissen auf einen geographisch größeren Bereich auszudehnen. Aus den gezeigten Abbildungen ist erkennbar, dass in Europa noch gewisse Lücken vorhanden sind, die es gilt, durch die Untersuchung der betreffenden Dokumente zu schließen. Über dies hinaus ist es sinnvoll, den betrachteten Bereich auf einen internationalen Maßstab zu bringen, was mit der Untersuchung und dem Vergleich der Erdbebennormung in Amerika und Asien einhergeht.

## 10 Danksagung

Die Verfasser dieses Berichtes wollen sich bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Werner Seim, Herrn Prof. DI Dr. Andrea Bernasconi, Herrn DI Ulrich Hübner, Herrn DI Zannis Konteas, Herrn DI Alfons Stuefer und Herrn Dott. Michele Felicetti für die Übermittlung von Unterlagen und Informationen, sowie für die deutsche Übersetzung von fremdsprachigen Dokumenten bedanken.

## **11 Literatur**

### **11.1 Normen**

- [1] ÖNORM EN 1990:2003-03-01  
Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung
- [2] ÖNORM EN 1998-1:2011-06-15  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [3] ÖNORM B 1998-1:2011-06-15  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen
- [4] ÖNORM B 1998-1:2006-07-01  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen (Vorgängerversion)
- [5] DIN 4149:2005-04  
Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
- [6] DIN EN 1998-1/NA:2011-01  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau
- [7] DIN EN 1998-1/NA:2011-01  
Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau
- [8] SIA 261:2003  
Einwirkungen auf Tragwerke
- [9] SIA 265:2003  
Holzbau
- [10] NF EN 1998-1:2005  
Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
- [11] NF EN 1998-1/NA:2007  
Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, Annexe nationale à la NF EN 1998-1:2005
- [12] D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008)  
Nuove norme tecniche per le costruzioni
- [13] C.M. 2 febbraio 2009, n° 617  
Istruzioni per l'applicazione delle „Nuove norme tecniche per le costruzioni“ di cui al D. M. 14 gennaio 2008
- [14] UNI EN 1998-1:2005  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [15] EAK 2000 - Greek Code for Earthquake Resistant Structures

- [16] Nationaler griechischer Anhang zur EN 1998-1  
Eurocode EN 1998 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1 - general rules, seismic actions and rules for buildings, Greek national annex
- [17] O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b  
Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone

### **11.2 Bücher/Dissertationen/Masterarbeiten**

- [18] Flesch, R.; Pacht, H.  
Baudynamik praxisgerecht | Band 1 | Berechnungsgrundlagen  
Bauverlag GmbH, ISBN: 3-7625-3010-6
- [19] Ringhofer, A.  
Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise  
Masterarbeit, TU Graz 2010

### **11.3 Berichte/Skripten**

- [20] Seim, W.  
Erdbebenforschung, Entwicklung und Nachweisführung - in Deutschland  
Beitrag im Rahmen der 9. Grazer Holzbau-Fachtagung (9.GraHFT'11) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2011
- [21] Schickhofer, G.; Ringhofer, A.  
Anforderungen an erdbebensichere Konstruktionen  
Beitrag im Rahmen der 9. Grazer Holzbau-Fachtagung (9.GraHFT'11) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2011

### **11.4 Internet**

- [22] Giradini, M.; Jimenez, J.; Grünthal, G.  
European-Mediterranean Seismic Hazard Map SESAME  
<http://www.gfz-potsdam.de>, 2003 | Zugriff: 30.08.2011
- [23] Deutsches Geoforschungszentrum GFZ, Sektion 2.6  
Seismische Gefährdungsabschätzung für die D-A-CH-Staaten  
<http://www.gfz-potsdam.de>, 2008 | Zugriff: 30.08.2011
- [24] <http://www.developpement-durable.gouv.fr/Construction-la-France-ameliore-la.html>  
| Zugriff: 01.09.2011
- [25] <http://www.wikipedia.at> | Zugriff: 01.09.2011

## C Anforderungen an erdbebensichere Konstruktionen

G. Schickhofer, A. Ringhofer



	Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer
1990	Diplom   TU Graz
1994	Doktorat   TU Graz
1999	Habilitation   TU Graz   venia docendi 'Holzbau und Holztechnologie'
2002	Geschäftsführer und wissenschaftlicher Leiter der holz.bau forschung gmbh   Kompetenzzentrum für Holzbau und Holztechnologie
2004	Professor für Holzbau und Holztechnologie   TU Graz
2008	stellvertr. Dekan der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften



	DI Andreas Ringhofer
2010	Abschluss des Masterstudiums „konstruktiver Ingenieurbau“ an der TU Graz
seit 2011	Wissenschaftlicher Projektmitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz

# 1 Einleitung

## 1.1 Der historische Hintergrund

Blickt man auf die letzten Jahre 2009, 2010 und 2011 zurück, so kann man erkennen, dass in jedem dieser Jahre zumindest ein starkes Erdbeben stattgefunden hat, welches eine hohe Zahl an Todesopfer und Verletzte sowie Obdachlose verursachte. Das Erdbeben in Haiti am 12. Jänner 2010 ging mit insgesamt 316.000 Toten [12] gar als eines der schlimmsten Erdbeben aller Zeiten in die Geschichte der Menschheit ein. Das ganze Ausmaß des Schadens in dieser Region ist bis heute nicht abzusehen - noch immer erreichen uns Meldungen von Seuchen bzw. Epidemien, deren Ausbrüche letztendlich auf diese Naturkatastrophe und die dadurch zerstörte Infrastruktur zurückzuführen sind. Dass diese immense Anzahl an Todesopfer minimierbar ist, soll der folgende Vergleich verdeutlichen, der aus [4] entnommen wurde.

	Armenien	Nordkalifornien
Tote	> 25000	67
Verletzte	31000	2435
Obdachlose	514000	7362

**Tab. 1.1:** Opferdaten der Erdbeben von Armenien (1988) und Nordkalifornien (1989), aus [4]

Tab. 1.1 gibt die Opferzahlen der beiden Erdbeben in Armenien und Nordkalifornien wieder, welche aufgrund ihrer ähnlich hohen Magnitude, der topographischen Verhältnisse, der Siedlungsart, sowie der Errichtungsjahre der Bauwerke grob miteinander vergleichbar sind. Während in Kalifornien bereits seit den 1950er Jahren sehr viel in die Erdbebenforschung und spezifische Ausbildung von Bauingenieurstudenten investiert worden ist und sich dies direkt auf die Qualität der vorhandenen Bausubstanz auswirkte, zeigen die Opferzahlen des Armenien-Bebens ein gänzlich gegensätzliches Bild der Situation vor Ort [4]. Trotz dieses dramatischen Hintergrundes soll aufgezeigt werden, dass durch kontinuierliche Forschung und Ausbildung im Bereich des Erdbebeningenieurwesens, aber auch durch das Umsetzen einfacher Regeln für den Entwurf und die Durchführung von Bauvorhaben in erdbebengefährdeten Gebieten der größte Schaden zu vermeiden ist.

## 1.2 Der technische Hintergrund

Unter Anwendung der in der ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.3.3.1(2) [1] genannten Referenzmethode für Erdbebennachweise von Hochbauten, dem modalen Antwortspektrumverfahren (MASV) werden die ermittelten Erdbebeneinwirkungen als Horizontalkomponenten in zwei aufeinander orthogonale Richtungen (Hauptrichtungen der Tragstruktur) auf das zu berechnende Tragwerk angesetzt. Die Angriffspunkte dieser (Ersatz-)Kräfte sind die jeweiligen Massenschwerpunkte der Geschossdecken eines mehrgeschossigen Hochbaus. Die Weiterleitung dieser Kräfte erfolgt durch Scheibenwirkung der Geschossdecken in ihrer Ebene auf die vertikalen Aussteifungselemente (Tragwände, Rahmen) in die Foundation des Bauwerks. Die Aufteilung dieser Kraftkomponenten auf die vorhandenen Aussteifungselemente erfolgt durch Kombination der jeweiligen translatorischen und rotatorischen Anteile, welche durch die Anzahl, die Lage, die geometrischen Randbedingungen und die horizontale Steifigkeit der Aussteifungselemente unterschiedliche Größen und Vorzeichen annehmen können.

Somit kann festgestellt werden, dass neben den bekannten Faktoren Erdbebenzone, Baugrund und Bedeutung des Gebäudes auch die Form des Grund- und Aufrisses des betrachteten Tragwerks eine wesentliche Rolle im Rahmen der Bauteilbemessung unter der außergewöhnlichen Einwirkung „Erdbeben“ spielen. Nachdem der Großteil des österreichischen Bundesgebietes als nicht erdbebengefährdet einzustufen ist, sollte hier nicht unerwähnt bleiben, dass dieselben, in diesem Beitrag vorgestellten Anforderungen an die Grund- und Aufrissgestaltung eines Tragwerks auch auf andere Bemessungssituationen (z.B. horizontale Windbeanspruchung) anwendbar sind, um die Sicherstellung der Gesamtstabilität eines Bauwerks in einem wirtschaftlich vertretbaren Ausmaß umsetzen zu können.

Neben der Erläuterung der Grundsätze des erdbebengerechten Konstruierens sollen in diesem Beitrag auch deren Auswirkungen auf das Verhalten des Tragwerks und die Nachweisführung gemäß ÖNORM EN 1998-1:2011 näher eingegangen werden.

## **2 Auslegung von Hochbauten - Anforderungen an erdbebengerechtes Konstruieren**

### **2.1 Leitprinzipien des Konstruierens**

Die erdbebentaugliche Gestaltung des Tragsystems für ein mehrgeschossiges Gebäude in Grund- und Aufriss wird nach der ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.2.1(2) in den sogenannten „Leitprinzipien des Entwurfskonzeptes“ geregelt und umfasst die folgenden Punkte:

- konstruktive Einfachheit
- Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz
- bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit
- Torsionsbeanspruchbarkeit und -steifigkeit
- Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene
- ausreichende Gründung

In den weiteren Unterabschnitten wird nun genauer auf die einzelnen Punkte eingegangen und anhand von Beispielen (Skizzen, Fotos) näher erläutert. Zuvor ist noch zu erwähnen, dass die Überprüfung dieser Punkte bereits einen Teil der Erdbebenuntersuchung eines Gebäudes darstellt, wie die Passage in Abschnitt 4.2.1(1)P verdeutlicht:

„In erdbebengefährdeten Regionen **muss** der Aspekt der Erdbebengefährdung bereits frühzeitig beim Entwurfskonzept eines Hochbaus berücksichtigt werden, so dass ein konstruktives System erreicht wird, das die in Abschnitt 2.1 enthaltenen Anforderungen (Anm: Standsicherheit und Schadensbegrenzung) mit **annehmbaren Kosten** erfüllen kann.“

### 2.1.1 Konstruktive Einfachheit

Die konstruktive Einfachheit ist durch das Vorhandensein klarer und direkter Wege zur Weiterleitung der Erdbebenbeanspruchung gekennzeichnet. Da vor allem bei der Berechnung mit ebenen Modellen, die Modellabbildung dieser Beanspruchung stark vereinfacht angenommen wird, ist dieses Konzept des direkten Kraftflusses unbedingt einzuhalten, um das seismische Verhalten des Gebäudes zuverlässig voraussagen zu können. Die folgende Abbildung zeigt ein Beispiel, in dem der direkte Übertragungsweg nicht gegeben ist und dadurch die vertikale Erdbebeneinwirkung zu einem maßgebenden Kriterium werden kann.

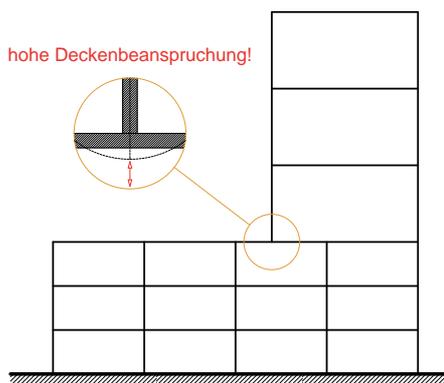


Abb. 2.1: Beispiel einer indirekten, ungünstigen Kraftübertragung (nach [5])

Diese Fälle des gestörten vertikalen Kraftflusses müssen im Rahmen der Erdbebenberechnung auch auf vertikale Erdbebenbeanspruchungen ausgelegt und dimensioniert werden. In der ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.3.3.5.2(1) sind diese Situationen aufgelistet.

### 2.1.2 Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz

Während der erste Punkt des Abschnitts 4.2 der ÖNORM EN 1998-1:2011, die konstruktive Einfachheit im Wesentlichen durch eine qualitative Kontrolle der Kraftübertragungswege des Tragwerks und der (Detail-)Berechnung bestimmter Stellen abgedeckt wird, beeinflusst die Überprüfung der Regelmäßigkeit (im Grundriss und im Aufriss) die weiteren Maßnahmen der Erdbebenuntersuchung entscheidend. Daher ist dieser Überprüfung auch ein eigener Abschnitt (siehe Abschnitt 2.2) gewidmet.

Die weiteren Schlagworte bzw. Anforderungen dieses Punktes, „Symmetrie“ und „Redundanz“, gelten mit erfolgreicher Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien als miterfüllt. Unter „Redundanz“ wird hier das Vorhandensein ausreichend tragfähiger und gleichmäßig verteilter Bauteile zur Abtragung der horizontalen Erdbebenlasten verstanden. Ein redundantes Tragwerk soll in der Lage sein, einen Ausfall von vereinzelt vertikalen Aussteifungselemente durch Umlagerung der horizontalen Erdbebeneinwirkung auf die restlichen Elemente zu verkraften.

### 2.1.3 Bidirektionale Beanspruchbarkeit und Steifigkeit

Da, wie bereits erwähnt, die horizontale Erdbebeneinwirkung durch ein bidirektionales Berechnungsmodell erfasst werden kann und somit in zwei, aufeinander orthogonale Richtungen aufzustellen ist, muss natürlich gewährleistet sein, dass die auftretenden Lasten in beide Richtungen

abgetragen werden können. Außerdem soll der Steifigkeitsunterschied zwischen beiden Richtungen keine zu großen Ausmaße erlangen. Die folgende Abbildung zeigt die Skizze eines Gebäudegrundrisses mit einem großen Steifigkeitsunterschied der Tragwände (als vertikale Aussteifungselemente) in x- und in y-Richtung.

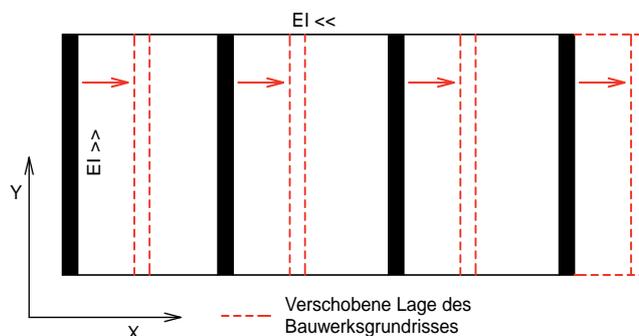


Abb. 2.2: Beispiel für eine ungünstige Aufteilung der tragenden Wände (nach [5])

Die Folge davon ist das Auftreten von großen horizontalen Verformungen in x-Richtung, welche Instabilitäten zufolge Effekten Theorie 2.Ordnung bzw. große Schäden an Einbauten mit sich bringen können. Weiters wird in Abschnitt 4.2.1.3(2) der ÖNORM EN 1998-1:2011 empfohlen, die tragenden Bauteile in einem rechteckigen Raster anzuordnen.

### 2.1.4 Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit

Einer der Hauptgründe der Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss ist, dass eine ungünstige Lage der Steifigkeits- und Massenmittelpunkte im Gebäude und zueinander erhebliche Verformungen infolge Torsion mit sich bringen. Dies führt vor allem zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung der tragenden Bauteile, die unbedingt vermieden werden sollte. Ein weiteres Beispiel ist in der folgenden Abbildung dargestellt. Die in der Praxis oft angewandte Lösung mit einem mittig situierten Erschließungskern führt ebenfalls zu starken Verformungen infolge Torsion (linkes Bild), da die Abstände der vorhandenen Wände zum Steifigkeitsmittelpunkt nur sehr gering sind und diese somit keinen großen Widerstand gegen Torsion aufbringen können ( $I_T \ll$ ). Daher wird in der ÖNORM EN 1998-1:2011 empfohlen, in punkto Erdbebensicherheit die tragenden Bauteile in der Nähe des Gebäudeumfanges zu situieren (rechtes Bild).

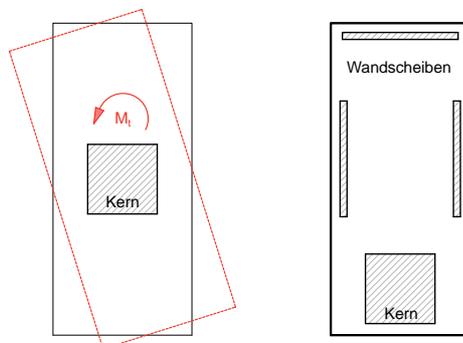
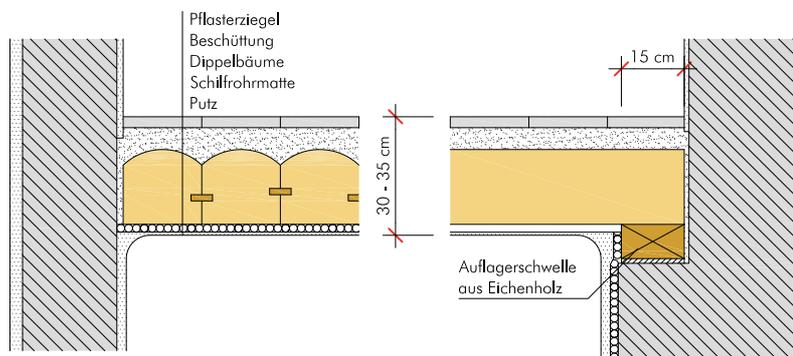


Abb. 2.3: ungünstige und günstige Aufteilung der tragenden Bauteile (linkes Bild: zentrischer Kern, rechtes Bild: Aussteifungselemente nahe dem Gebäudeumriss)

### 2.1.5 Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene

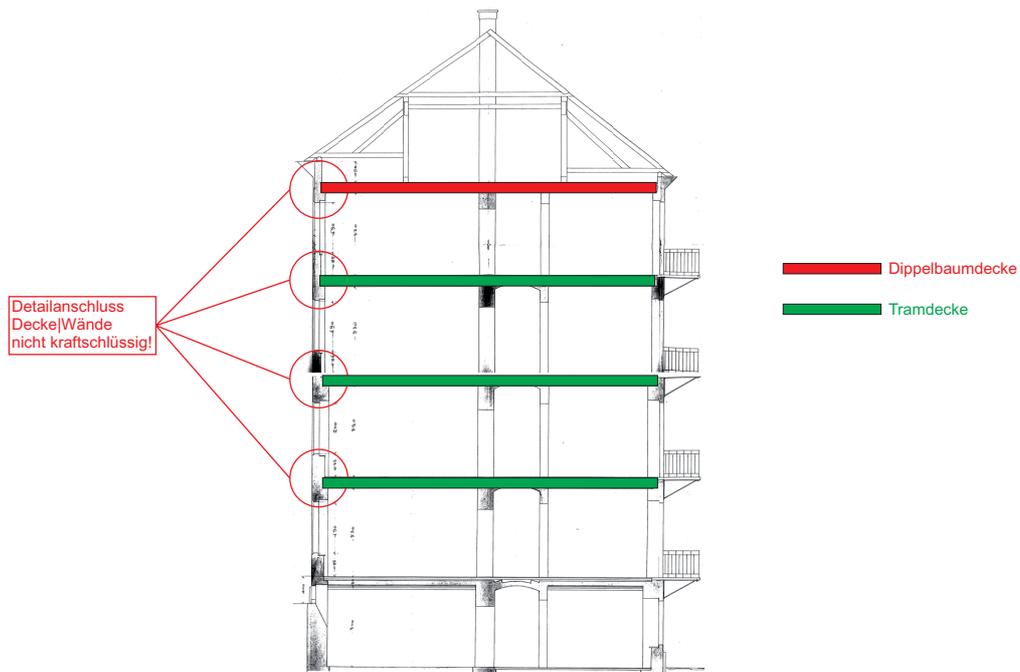
Abgesehen von den vertikalen Bauteilen sind die Geschossdecken einschließlich des Daches die zentralen Bauteile bzw. Betrachtungspunkte von Hochbauten im Rahmen der Erdbebenberechnung. Die horizontalen Lasten infolge Erdbebenbeanspruchung werden in den einzelnen Deckenebenen angesetzt und über die Scheibenwirkung der Geschossdecken (Schubfeldwirkung) auf die vertikal abtragenden Bauteile weitergeleitet. Um diese Kraftübertragung zu gewährleisten, müssen zwei Bedingungen erfüllt sein. Erstens muss, vor allem bei Vorliegen von Mischsystemen (vertikal abtragende Bauteile unterschiedlicher Materialität oder unterschiedlicher Tragsysteme), eine Scheibenwirkung der Decken tatsächlich möglich sein und zweitens muss sichergestellt werden, dass die Verbindung Decke - vertikal abtragendes Bauteil als wirksamer Anschluss ausgebildet wird. Speziell für die Situation in Österreich sind hier die Tram- oder Dippelbaumdecken als Zwischengeschossdecken von Gründerzeithäusern in Ziegel-Massivbauweise als negative Beispiele anzuführen. Die Verbindung dieser Bauelemente mit den Ziegelwänden wurde im Rahmen der Errichtung dieser Gebäude für eine Beanspruchung in Richtung der Deckenebene nicht kraftschlüssig hergestellt. Darüber hinaus wurden im Fall der Dippelbaumdecken diese Bauteile nur punktuell mit Eichenholzdübeln aneinandergesetzt, sodass die Scheibenwirkung der Decken in ihrer Ebene nicht nur durch das Fehlen einer Übertragungsmöglichkeit der Horizontalbeanspruchungen von den Geschossdecken auf die vertikalen Aussteifungselemente sondern auch aufgrund einer unzureichenden Verbindung dieser Bauteile untereinander **unmöglich** ist. Die folgende Abbildung zeigt ein übliches Auflagerdetail einer solchen Decke.



**Abb. 2.4:** übliches Auflagerdetail einer Dippelbaumdecke (aus [11])

Wird nun die Erdbebengefährdung Österreichs anhand der Zonierung gemäß ÖNORM B 1998-1:2011 [3] mit den Regionen, in denen Gründerzeithäuser in der Vergangenheit verstärkt errichtet worden sind, verglichen, so bilden einige Bezirke in Wien die Schnittmenge dieser Betrachtung. Den Vorschriften der Normung Folge leistend, wurde seitens der Magistratsabteilung 37 (Baupolizei - Gruppe S) der Stadt Wien bereits im Jahr 2008 ein Merkblatt [9] veröffentlicht, welches die (Gewichts-)Belastung zufolge Ausbauten im Bereich der Dachgeschosse dieser Gebäude reglementiert. Neben Einschränkungen im Bereich der maximalen vertikalen Zusatzbelastungen wird außerdem vorgeschrieben, dass die vom Ausbau betroffene oberste Geschossdecke (in der Regel Dippelbaumdecke) schubsteif gemacht wird. Dadurch wird eine Verbesserung des globalen Tragverhaltens des Gebäudes unter Horizontalbeanspruchung erwartet. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass diese Thematik des „leichten“ Dachgeschossausbaus seitens des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz bereits 2009 im Rahmen von Lehrveranstaltungen, Tagungsbeiträgen [10] und Masterarbeiten [7], [8] behandelt und für einen Dachgeschossausbau in

Brettsperrholz bis hin zur Detailplanung realisiert worden ist. Die folgenden Abbildungen zeigen den Gebäudeschnitt eines Gründerzeithauses mit den erläuterten Problempunkten (rot markiert), Schemaskizzen möglicher Entwurfsvorschläge für einen „leichten“ Dachgeschossausbau, sowie ein Detail der Verbindung des BSP-Baukörpers mit dem Bestandsmauerwerk.



**Abb. 2.5:** Schnitt eines Gründerzeithauses mit den zuvor erläuterten Problempunkten (rot markiert)

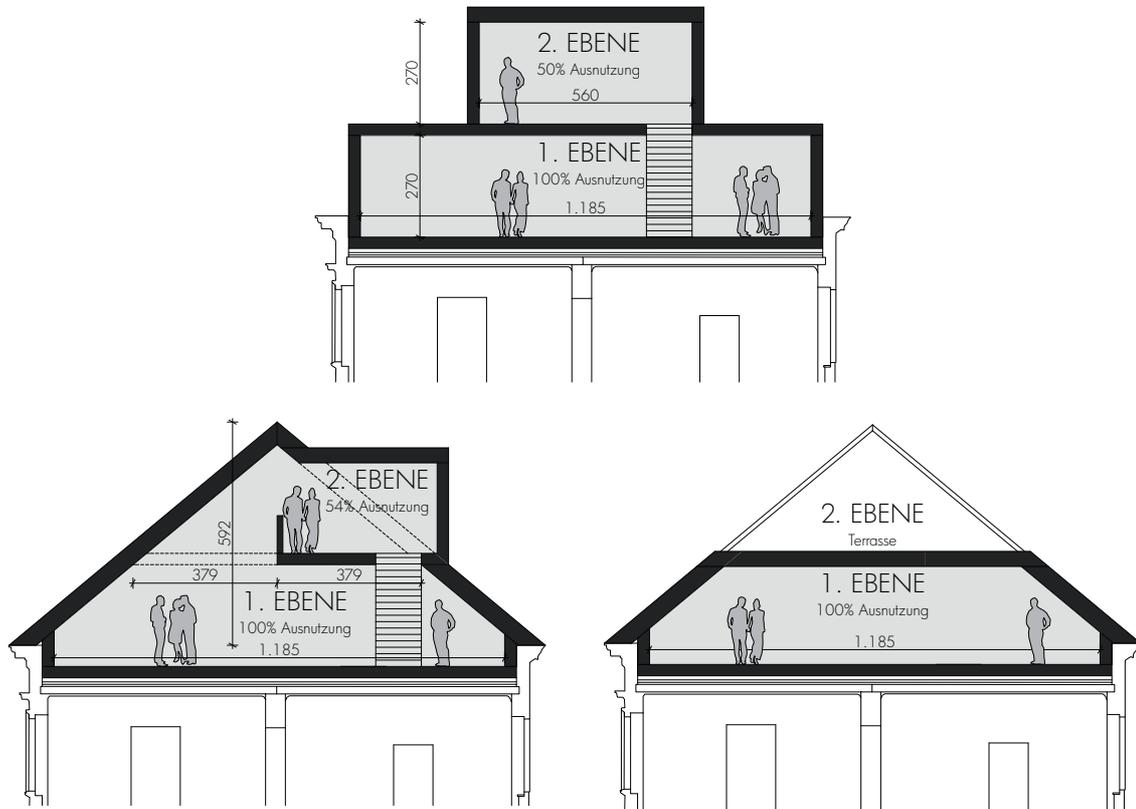


Abb. 2.6: Entwurfsvorschläge für einen „leichten“ Dachgeschossausbau eines Gründerzeitgebäudes

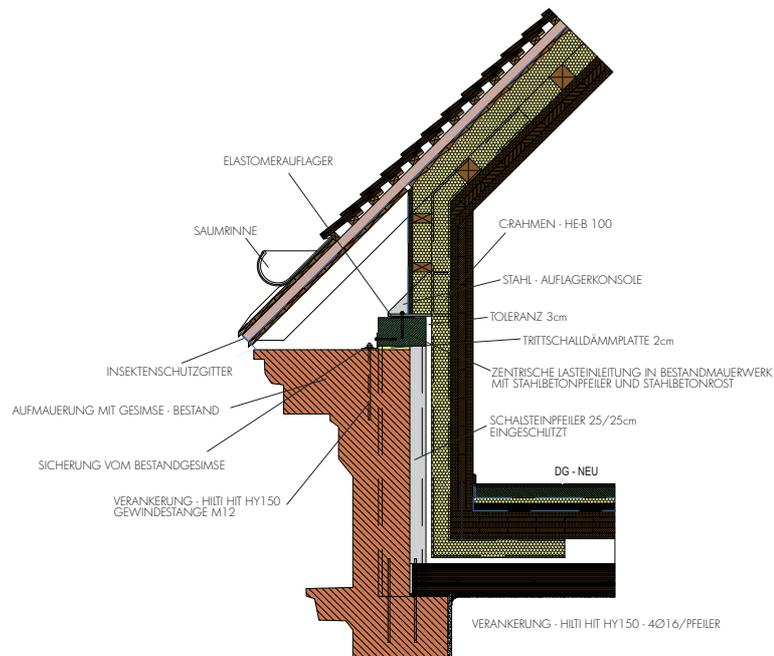


Abb. 2.7: Detail eines möglichen Anschlusses der BSP-Dachkonstruktion an das Bestandsmauerwerk

Da in den Decken zumindest Öffnungen für Stiegenhäuser oder Liftschächte vorgesehen werden müssen, ist bei deren Größe und Situierung im Gebäude besondere Vorsicht geboten, vor allem wenn sich diese Öffnungen in der Nähe der vertikalen Haupttragstruktur befinden und die Verbindung zwischen den vertikalen und horizontalen Bauteilen somit nicht wirkungsvoll hergestellt werden kann. Die folgende Abbildung (linkes Bild) zeigt ein negatives Beispiel für eine Deckenaussparung im Grundriss.



**Abb. 2.8:** Beispiel einer ungünstigen Deckenöffnung (linkes Bild) und Lösungsvorschlag (rechtes Bild) (nach [5])

Während die zentral situierte Deckenöffnung (Stiegenhaus) nicht nur die Kraftübertragung der Decken auf die vertikale Aussteifung erschwert, erfährt die Decke an sich auch eine entscheidende Schwächung ihrer Schubsteifigkeit in ihrer Ebene. Das rechte Bild in Abb. 2.8 zeigt eine mögliche Verbesserung der Situation durch die Anordnung des Stiegenhauses am Rand des Grundrisses.

### 2.1.6 Ausreichende Gründung

Grundsätzlich ist eine einheitliche Gründung (starre Fundamentplatte) gegenüber Mischformen (Einzelfundamente, Streifenfundamente und Plattenfundamente kombiniert) zu bevorzugen. Über die Empfehlung von Zerrbalken zwischen Einzelfundamenten oder die Anordnung von Pfahlgründungen bzw. der Auslegung der Gründung an sich wird auf die einschlägigen Kapitel in den ÖNORMEN EN 1997 [2] und EN 1998 [1] verwiesen.

## 2.2 Kriterien der konstruktiven Regelmäßigkeit

Wie in Abschnitt 2.2 bereits erwähnt wurde, ist der Erläuterung der Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit aufgrund ihres Umfangs und ihrer Bedeutung für die Nachweisführung dieser eigene Abschnitt gewidmet.

Diese Regelmäßigkeitskriterien sind gemäß ÖNORM EN 1998-1:2011 für den Grund- und Aufriss getrennt angeführt und können einzeln überprüft werden. Hierbei ist anzumerken, dass **sämtliche Bedingungen** erfüllt sein müssen, um das Bauwerk als regelmäßig zu klassifizieren.



Abb. 2.9: Beispiel für ein unregelmäßiges Wohngebäude im Grundriss in der Schweiz [15]

### 2.2.1 Kriterien der konstruktiven Regelmäßigkeit im Grundriss

Die Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss sind in der folgenden Liste zusammengefasst:

- Kompaktheit der Grundrissform

Die Kompaktheit der Grundrissform ist nach ÖNORM EN 1998-1:2011 dann gegeben, wenn jedes Stockwerk durch ein konvexes Polygon umrissen ist. Bei Auftreten von Rücksprüngen muss gewährleistet werden, dass die Steifigkeit der Decke dadurch nicht beeinträchtigt wird und die Flächendifferenz zwischen dem Umriss eines Stockwerks und einem konvexen Polygon 5 % der Stockwerksfläche nicht überschreitet, um den Grundriss trotzdem als regelmäßig klassifizieren zu können. In der folgenden Abbildung sind zwei Beispiele angeführt, welche diese Bedingungen nicht einhalten.

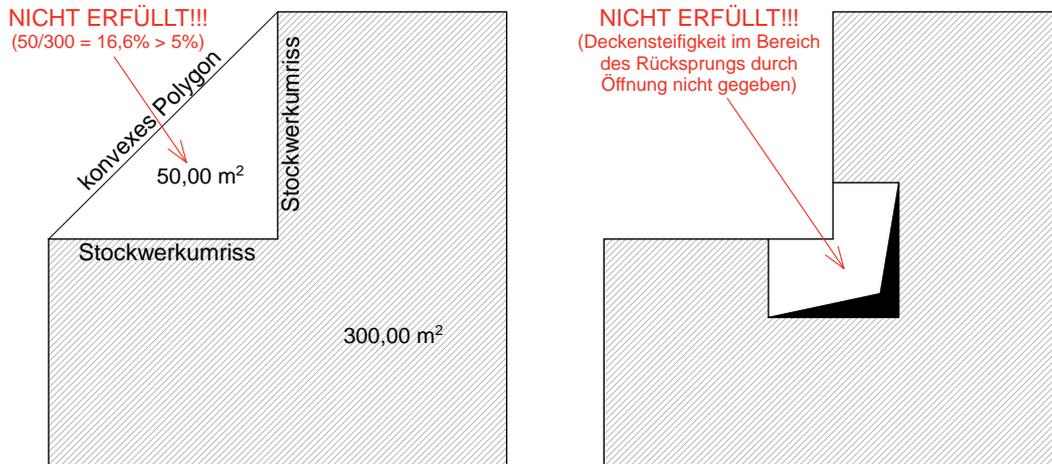


Abb. 2.10: Beispiele einer nicht kompakten Grundrissform

Nachdem diese Grundrissform, wie sie in Abb. 2.10 gezeigt ist, in der Praxis sehr häufig auftritt, soll an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben, dass diese Randbedingung durch die richtige Positionierung von seismischen Fugen, welche das Gebäude in mehrere unabhängige Einheiten trennen, einfach gelöst werden kann. Da diese seismisch unabhängigen Einheiten aufgrund ihrer unterschiedlichen Größen und Steifigkeitsverteilungen bei Erdbebenbeanspruchung verschiedene Verhaltensmuster aufweisen, muss der Dimensionierung dieser Fugen besondere Beachtung im Rahmen des Erdbebennachweisverfahrens geschenkt werden. Fugenweiten von bis zu 600 mm (!) sind bei mehrgeschossigen Gebäuden in Erdbebenregionen keine Seltenheit.

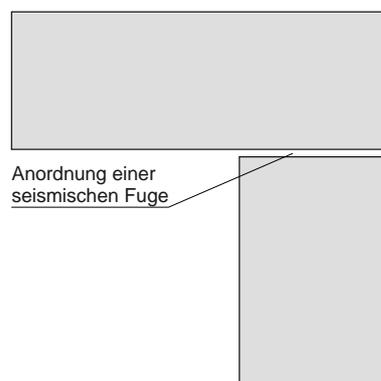


Abb. 2.11: Anordnung einer seismischen Fuge - Kompaktheit der Grundrissform erfüllt

- Steifigkeitsunterschied zwischen horizontalen und vertikalen Aussteifungselementen

Um die Decken als starre Scheiben annehmen zu können, muss deren Steifigkeit im Vergleich zu Horizontalsteifigkeit der vertikalen, tragenden Bauteile ausreichend groß sein. Im umgekehrten Fall, steife Wände - nachgiebige Decken müssten die Wände als Fixpunkte betrachtet werden (starre Auflager) zwischen denen sich die Decke mittels Schubverformungen der Beanspruchung entzieht. Da dieses

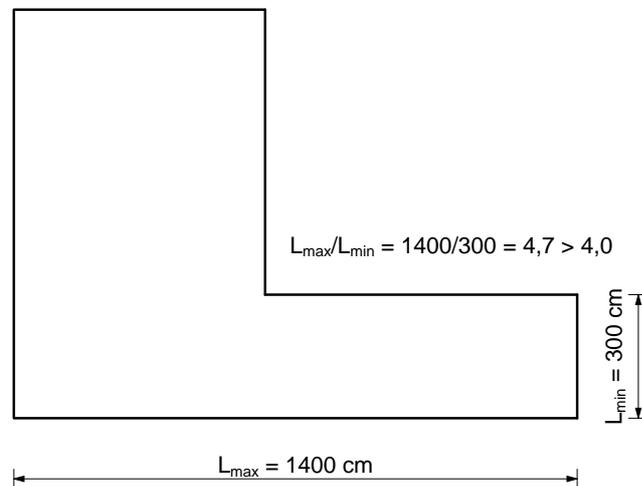
Verhalten für eine Aufteilung von z.B. Ersatzlasten nicht geeignet ist, muss dieser Umstand bereits im Zuge der Beurteilung des globalen Verhaltens des Gebäudes miterfasst werden.

- Grenzwert der Gebäudeschlankheit  $\lambda$

Die Schlankheit  $\lambda$ , welche in diesem Abschnitt der ÖNORM EN 1998-1:2004 das Verhältnis zwischen den senkrecht zueinander liegenden, maximalen und minimalen Gebäudeabmessungen beschreibt, darf folgende Bedingung nicht überschreiten

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4$$

Die folgende Abbildung zeigt ein Beispiel einer Grundrissform, wo diese Grenze überschritten wird.



**Abb. 2.12:** Beispiel einer Unterschreitung der Gebäudeschlankheit

- Grenzen der Ausmittigkeit  $e_0$  und dem Torsionsradius  $r$

Für jede Betrachtungsrichtung  $x$  und  $y$  (und für jedes Stockwerk) müssen die tatsächliche Ausmittigkeit  $e_0$  und der Torsionsradius  $r$  die folgenden Bedingungen erfüllen, die hier für die Berechnungsrichtung  $y$  angeführt sind.

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

mit

$e_{0x}$  als Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenmittelpunkt, gemessen in  $x$ -Richtung, die senkrecht zur betrachteten Berechnungsrichtung verläuft.

$r_x$  als Quadratwurzel des Verhältnisses zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit in  $y$ -Richtung ("Torsionsradius")

$I_s$  als Trägheitsradius der Geschossmasse im Grundriss, der wie folgt ermittelt wird:

$$I_s = \sqrt{\frac{I_{pm}}{m}}$$

mit

$I_{pm}$  als polares Massenträgheitsmoment, dass mit der Gleichung aus ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.2.3.2(6) berechnet werden kann:

$$I_{pm} = \int (x^2 + y^2) dm$$

und

$m$  als Geschossmasse im Grundriss infolge der Einwirkungskombination gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 3.2.4, welche sich aus ständigen Einwirkungen und quasi-ständigen Anteilen der veränderlichen Einwirkungen zusammen setzt.

Prinzipiell ist der Steifigkeitsmittelpunkt als der Mittelpunkt der horizontalen Steifigkeit aller primären seismischen Bauteile definiert und lässt sich mit der folgenden Formel berechnen:

$$y_0 = \frac{\sum (EI)_{x,i} \cdot x_i}{\sum (EI)_{x,i}}$$

Diese Beziehung gilt lt. ÖNORM EN 1998-1:2011 streng nur für eingeschossige Bauwerke. Zur Klassifizierung der Regelmäßigkeit darf sie aber auch für mehrgeschossige Bauwerke angenommen werden, wenn sämtliche vertikale Elemente, die horizontale Lasten abtragen, ohne Unterbrechung von der Gebäudeoberkante bis zur Gründung des Gebäudes verlaufen. Außerdem muss, wenn neben den Biegeverformungen der vertikalen Aussteifungselemente auch Schubverformungen eine Rolle spielen, dieser Tatsache mit dem Ansetzen von äquivalenten Querschnitts-Trägheitsmomenten Rechnung getragen werden.

Die gleichen Bedingungen gelten auch für die Ermittlung des Torsionsradius  $r$ , der für ein eingeschossiges Gebäude wie folgt berechnet und für mehrgeschoßige Gebäude wie im Abschnitt zuvor erläutert wurde, näherungsweise verwendet werden kann:

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum (I_{x,i} \cdot x_{s,i}^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_{s,i}^2)}{\sum I_{y,i}}}$$

mit

$I_{x,i}$  als Flächenträgheitsmoment um die globale x-Achse der Wand  $i$  im Grundriss

und

$x_{s,i}$  als Abstand des Schwerpunkts der Wand  $i$  zum Steifigkeitsmittelpunkt  $S$  in x-Richtung

### 2.2.2 Kriterien der konstruktiven Regelmäßigkeit im Aufriss

Die Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss sind in der folgenden Liste zusammengefasst:

- Durchgängigkeit der Aussteifungssysteme

Dieser Punkt ist der Forderung der Gewährleistung des direkten Kraftflusses sehr ähnlich. Dieses Kriterium soll sicherstellen, dass vertikale Aussteifungssysteme (Wände, Rahmen) von der Gründung bis zur Oberkante des Gebäudes durchgängig ausgebildet werden und somit die Abtragung sämtlicher horizontalen Erdbebenbeanspruchungen gewährleisten.

- Vermeiden von großen Steifigkeitsunterschieden zwischen den Geschossen

Um große Steifigkeitsunterschiede, welche zu den häufigsten Gründen für Tragwerksversagen im Fall eines Erdbebens zählen, zu vermeiden, muss gewährleistet sein, dass die Horizontalsteifigkeiten und die Massen der einzelnen Geschosse konstant sind oder kontinuierlich ohne sprunghafte Änderungen vom Fundament bis zu Spitze eines Gebäudes abnehmen. Das folgende Bild zeigt ein mehrgeschossiges Gebäude mit einem säulengestützten, verformungsweichen Erdgeschoss als Parkmöglichkeit (Parketage), das die auftretenden horizontalen Erdbebenbeanspruchungen nur schwer aufnehmen können wird:



*Abb. 2.13: Beispiel für große Steifigkeitsunterschiede zwischen Erdgeschoss und Obergeschosse [13]*

- Beanspruchbarkeit von Rahmentragwerken in den einzelnen Geschossen

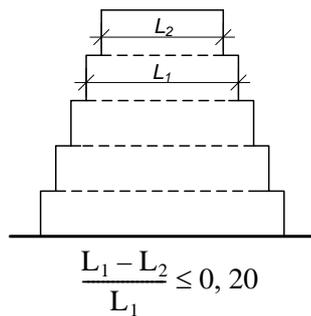
Bei Vorliegen eines Tragsystems, dessen vertikale Aussteifungselemente durch Rahmen gebildet werden (z.B. Stahlrahmen, Stahlbetonrahmen mit Ausfachungsmauerwerk), soll gemäß ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.2.3.3(4) darauf geachtet werden, dass das Verhältnis der tatsächlichen Geschossbeanspruchbarkeit zu der aus der Berechnung resultierenden erforderlichen Beanspruchbarkeit nicht unverhältnismäßig stark zwischen benachbarten Geschossen variiert. Da diese

Thematik für die Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz keine Rolle spielt, wird an dieser Stelle nicht weiter auf diese Randbedingung eingegangen.

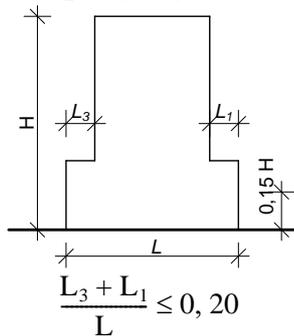
- Regelungen für Rücksprünge der Gebäudeform im Aufriss

Die Grenzen für die Anordnung von Rücksprüngen in der Ansicht eines Gebäudes sind in den folgenden Abbildungen verdeutlicht.

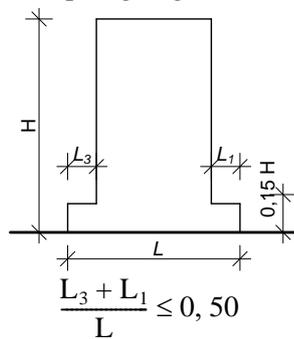
- symmetrische Rücksprünge



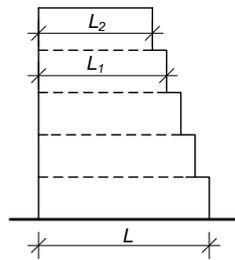
- Rücksprung liegt über 15% der Gebäudehöhe



- Rücksprung liegt unter 15% der Gebäudehöhe



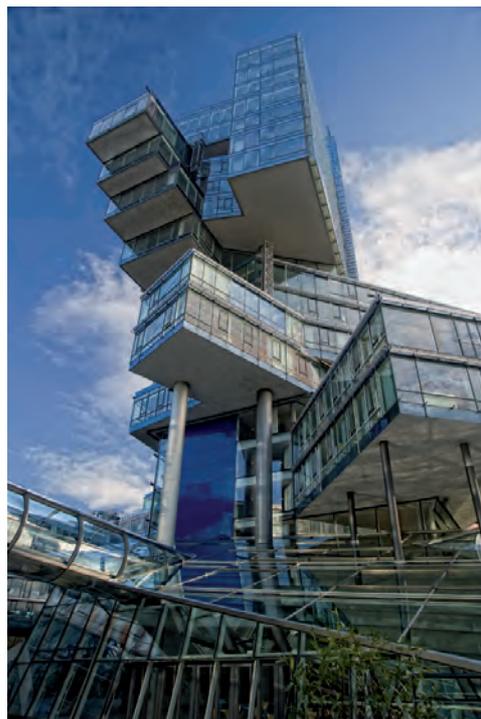
- unsymmetrische Rücksprünge



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

Die folgende Abbildung zeigt ein Foto eines Gebäudes mit unregelmäßigem Aufriss



*Abb. 2.14: Gebäude der Nord/LB Hannover als Beispiel für einen unregelmäßigen Aufriss, [14]*

### 2.2.3 Auswirkungen auf die Wahl des Berechnungsverfahrens

Wie bereits anfangs erwähnt wurde, hat das Einhalten bzw. Nicht-Einhalten dieser Regelmäßigkeitskriterien direkte Auswirkungen auf die Wahl des Berechnungsverfahrens und der Modellbildung. Die folgende Tabelle ist der ÖNORM EN 1998-1:2011 entnommen worden und gibt einen Überblick über die anzuwendenden Berechnungsverfahren bei Regelmäßigkeit bzw. Unregelmäßigkeit von Grund- und Aufriss. Bei Vorliegen eines unregelmäßigen Aufrisses muss

weitere der anzusetzende **Verhaltensbeiwert  $q$**  abgemindert werden (die Anwendung eines linearen Berechnungsverfahrens vorausgesetzt).

regelmäßig		zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
ja	ja	eben	vereinfacht*	Referenzwert***
ja	nein	eben	modal**	abgemindert***
nein	ja	räumlich	vereinfacht	Referenzwert
nein	nein	räumlich	modal	abgemindert
* unter „vereinfacht“ wird die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens (VASV) verstanden				
** unter „modal“ wird die Anwendung des modalen Antwortspektrumverfahrens (MASV) verstanden				
*** der Referenzwert und die vorzunehmende Abminderung bei Unregelmäßigkeit des Aufrisses ist von der Konstruktion und vom Material abhängig und den Kapiteln 5 bis 9 der ÖNORM EN 1998-1:2011 zu entnehmen				

**Tab. 2.1:** Berechnungsmethoden, Modellbildung und Verhaltensbeiwert zufolge der Regelmäßigkeitskriterien (aus [1])

Weitere Regelungen bzw. Ausnahmen für die Anwendung der Berechnungsmethoden und Wahl der Modellbildung sind der ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.3.3.1 bzw. Abschnitt 4.3.3.2.1 zu entnehmen. Für das österreichische Bundesgebiet gilt gemäß ÖNORM B 1998-1:2011, Abschnitt 8.2.4 noch die Tatsache, dass bei Vorliegen von „geringer Seismizität“\* trotz des Nicht-Einhaltens bestimmter Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss die Anwendung von ebenen Modellen gestattet ist. Vorausgesetzt wird allerdings, dass die Steifigkeitsmittelpunkte und die Massenmittelpunkte der jeweiligen Geschosse annähernd auf einer vertikalen Gerade übereinander liegen.

\* unter „geringer Seismizität“ wird jene Grenze verstanden, welche durch das Produkt  $\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S$  (Bedeutungsbeiwert x Referenzspitzenbodenbeschleunigung x Baugrundeigenschaft) gebildet wird und als Kriterium zur Ermittlung der Erdbebengefährdung des jeweiligen Bauvorhabens zu verstehen ist.

## 2.2.4 Auswirkungen auf die Wirtschaftlichkeit des Bauvorhabens

In diesem Abschnitt soll anhand eines kurzen Beispiels erläutert werden, auf welche Art und Weise sich ein unregelmäßiger Grundriss eines mehrgeschossigen Gebäudes auf die Verteilung der Kräfte auf die vertikalen Aussteifungselemente (hier Tragwände in Brettsper Holz) und in weiterer Folge auf die Anzahl und Dimensionierung der Verbindungstechnik in den Anschlussfugen auswirkt. Die folgende Abbildung zeigt den Grundriss des Gebäudes.

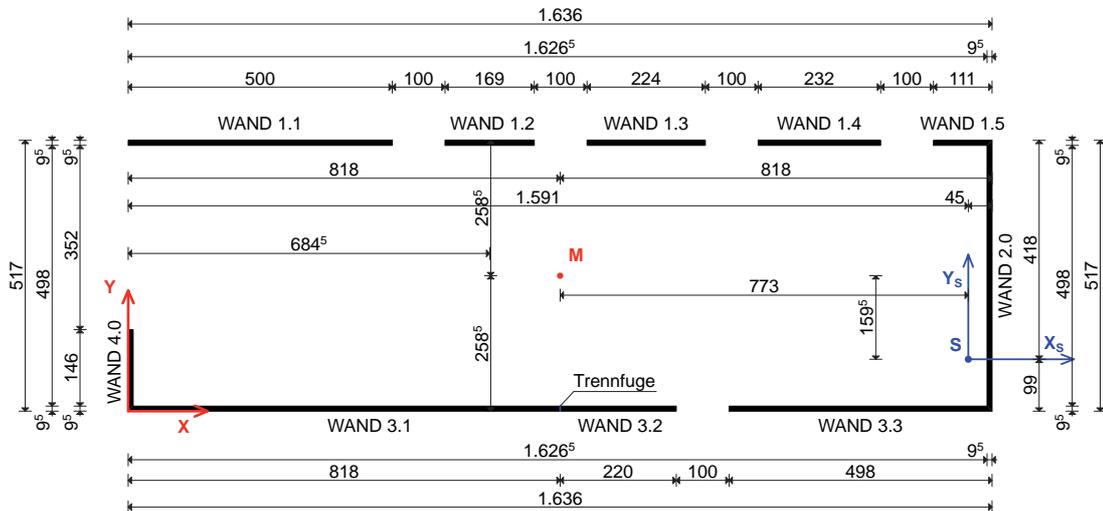


Abb. 2.15: unregelmäßiger Grundriss des Beispielgebäudes (aus [6])

Die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes S wurden mit den Formeln

$$x_s = \frac{\sum I_{x,i} \cdot x_i}{\sum I_{x,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum I_{y,i} \cdot y_i}{\sum I_{y,i}}$$

berechnet und lauten

$$x_s = 15,910 \text{ m}$$

bzw.

$$y_s = 0,999 \text{ m.}$$

Die Unregelmäßigkeit des Grundrisses wurde in [6] festgestellt und ist im Wesentlichen durch die große Ausmitte des Steifigkeitsmittelpunktes S vom Massenmittelpunkt M (Schwerpunkt der Geschossdecke) gegeben. Diese resultiert aus den stark unterschiedlichen Längen der Wände 2.0 bzw. 4.0 in y-Richtung.

Der nächste Schritt ist nun die Aufteilung der Beanspruchungen der Tragwände aufgrund einer angenommenen, horizontalen (Einheits-)Belastung, welche in x-Richtung auf das Gebäude angesetzt wird. Die Aufteilung für eine Belastung in x-Richtung erfolgt im Rahmen dieses Beitrags mit den Gleichungen aus der ÖNORM B 1998-1:2011, Anhang B:

Beanspruchung der Wand r (Wandachse parallel zur x-Achse) bei Belastung in x-Richtung:

$$F_r = F_{bx} \cdot \frac{I_{y,r}}{\sum I_{y,i}} + F_{bx} \cdot e_{0,y} \cdot \frac{I_{y,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (I_{x,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (I_{y,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand k (Wandachse normal zur x-Achse) bei Belastung in x-Richtung:

$$F_k = -F_{bx} \cdot e_{0,y} \cdot \frac{I_{x,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (I_{x,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (I_{y,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

mit

$F_{bx}$  als horizontale Einzellast in x-Richtung im Massenmittelpunkt angreifend

$\bar{x}_r, \bar{y}_r$  als x- bzw. y-Abstand der betreffenden Wand r/k zum Steifigkeitsmittelpunkt [m]

$I_{x,r}, I_{y,r}$  als Flächenträgheitsmoment der Tragwand r/k um die x- bzw. y-Achse [m<sup>4</sup>]

$e_{0,x}, e_{0,y}$  als Abstand des Massenmittelpunktes vom Steifigkeitsmittelpunkt in x- bzw. y-Richtung [m]

Aus diesen beiden Ausdrücken ist erkennbar, dass sich die resultierende Wandbeanspruchung aus einem translatorischen (Gewichtung über die Größe der Flächenträgheitsmomente) und einem rotatorischen Anteil (Ausmitte Massenmittelpunkt-Steifigkeitsmittelpunkt bzw. Lage der Tragwand) zusammensetzt. In der folgenden Abbildung sind sämtliche, für die Berechnung relevante Parameter für die Wände r und k anhand des zu untersuchenden Grundrisses aufgezeigt.

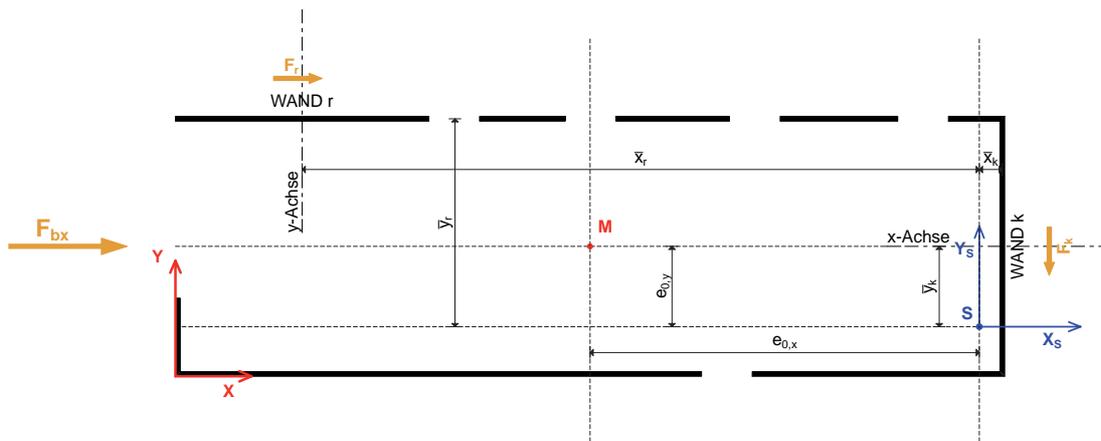


Abb. 2.16: Darstellung der Berechnungsparameter anhand des zu untersuchenden Grundrisses

Abb. 2.17 zeigt nun die Größe und Verteilung der resultierenden Wandkräfte (als Einwirkungen) bei einer Belastung  $F_{bx}$  von 100 kN in x-Richtung.



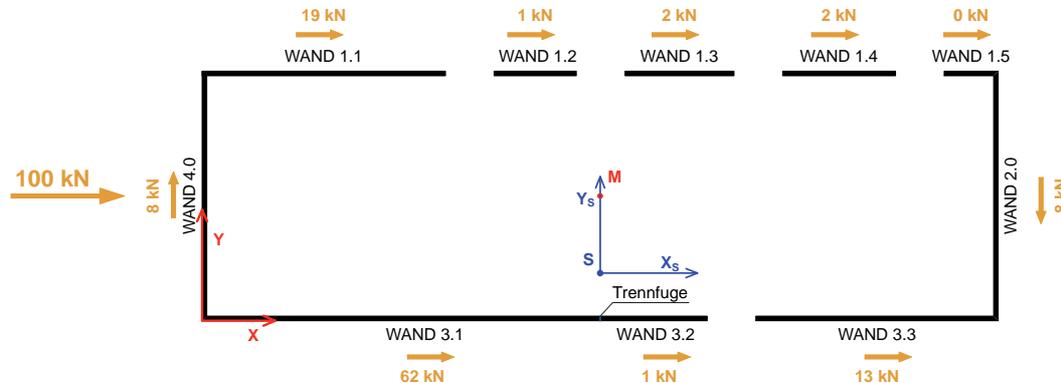


Abb. 2.19: Anteilige Wandlasten am modifizierten System zufolge einer horizontalen Belastung von 100 kN in x-Richtung

Wie in Abb. 2.19 ersichtlich ist, hat die Modifikation eine Umverteilung der Wandlasten zufolge. Nachdem für den Nachweis der Schubbeanspruchung solcher Wände, sowie für den Nachweis der Verbindungstechnik in den Anschlussfugen die Wandlast/lfm benötigt wird, erfolgt nun eine Division der resultierenden Beanspruchungen durch die jeweiligen Wandlängen. Die folgende Tabelle stellt diese Wandlasten/lfm für die beiden Systeme gegenüber.

Wand i	r/k	Grundsystem (Grundriss unregelmäßig)		modifiziertes System (Grundriss regelmäßig)		Differenz
		$F_i$		$F_i$		
[-]	[-]	[kN]	[kN/m]	[kN]	[kN/m]	[%]
1.1	r	35	7,1	19	3,9	-45%
1.2	r	1	0,8	1	0,4	-45%
1.3	r	3	1,4	2	0,8	-45%
1.4	r	4	1,5	2	0,8	-45%
1.5	r	0	0,4	0	0,2	-45%
2.0	k	2	0,4	8	1,6	321%
3.1	r	46	5,6	62	7,6	35%
3.2	r	1	0,4	1	0,6	35%
3.3	r	10	2,0	13	2,7	35%
4.0	k	2	1,3	8	1,6	23%

Tab. 2.2: Gegenüberstellung der beiden Systeme

In Tab. 2.2 ist ersichtlich, dass sich die Beanspruchungen in den Wänden 1.1 bis 1.5 aufgrund der Systemmodifikation nahezu halbieren, während die Belastung von Wand 2.0 signifikant wächst. Nachdem diese jedoch nach wie vor in einem geringen Bereich zu liegen kommt, kann der Schluss gezogen werden, dass die durchgeführte Wandverlängerung eine „Homogenisierung“ der Lastverteilung hervorgerufen hat. Diese einfache, aber effiziente Maßnahme führt letztendlich zu

einem verbesserten Gebäudegesamtverhalten bei Erdbebenbeanspruchung, sowie zu Einsparungen in der Verbindungstechnik und Dimension der hoch beanspruchten Bauteile (z.B. Wand 1.1). Somit kann festgestellt werden, dass Tragstrukturen, welche die Regelmäßigkeitskriterien gemäß ÖNORM EN 1998-1:2011 erfüllen, nicht nur die Nachweisführung im Erdbebenfall vereinfachen, sondern sich auch auf die Höhe der Herstellungskosten des Bauvorhabens positiv auswirken.

### 2.2.5 Auswirkungen auf das Gebäudeverhalten im Erdbebenfall

Neben den bereits erläuterten Konsequenzen auf den Umfang der Nachweisführung und der Dimensionierung der primären seismischen Bauteile, soll abschließend anhand von Dokumentationen von Erdbebenschäden gezeigt werden, inwieweit das Einhalten bzw. Nicht-Einhalten von Regelmäßigkeitskriterien das Gebäudeverhalten im Katastrophenfall beeinflussen kann.

Das folgende Bild zeigt ein mehrgeschoßiges Wohngebäude, dessen unterstes Geschoss - im Gegensatz zu den darüber liegenden - durch Stahlbetonsäulen gebildet wird. Dadurch weist das Gebäude erhebliche Unterschiede in der Horizontalsteifigkeit zwischen Erdgeschoss und Obergeschossen auf, was letztendlich zum Tragwerksversagen führte. Dieser Versagensmodus ist allgemein als „Soft-Storey-Failure“ bekannt.



**Abb. 2.20:** „Soft-Storey-Failure“ eines mehrgeschossigen Wohnhauses in Golcuk, Türkei [16]

In Abb. 2.21 ist ein mehrgeschossiges Gebäude in Stahlbetonskelettbauweise zu sehen, welches in Folge des Christchurch-Bebens im Februar 2011 eingestürzt ist. Anhand dieser Luftbildaufnahme ist erkennbar, dass u.a. der exzentrisch situierte Stiegenhauskern als vertikales Aussteifungselement nicht ausreichend war, um dieser Erdbebenbeanspruchung zu widerstehen.



Abb. 2.21: Totaleinsturz eines mehrgeschossigen Gebäudes in Christchurch, Neuseeland [17]

In der folgenden Abbildung ist ein Wohngebäude in Ziegel-Massivbauweise dargestellt, welches im Zuge des L'Aquila-Bebens im April 2009 schwer beschädigt wurde. Die horizontalen Risse zwischen den Ziegelwänden und den Stahlbetondecken weisen auf eine ungenügende Verbundwirkung zwischen den Decken als Schubfelder und den Wänden als vertikale Aussteifungselemente hin.



Abb. 2.22: Bild eines Wohngebäudes mit Verbundversagen in den Deckenanschlussfugen in L'Aquila, Italien (Quelle: Univ.-Prof. Dr. Scott Kieffer)

Ein Beispiel für ein Gebäudeversagen zufolge Unregelmäßigkeiten im Aufriss ist in der folgenden Abbildung angeführt. Der um drei Geschosse höhere Baukörper in der Mitte des Bildausschnittes erlitt aufgrund seiner geringeren Horizontalsteifigkeit im Verhältnis zu den angrenzenden Baukörpern große horizontale Verformungen, was letztendlich zu einem Abscheren des gesamten Baukörpers führte.



*Abb. 2.23: Gebäudeversagen zufolge Unregelmäßigkeiten im Aufriss, Kobe (Japan), [18]*

### 3 Zusammenfassung und Fazit

In Abschnitt 2 dieses Beitrages wurden die Grundsätze des erdbebengerechten Entwerfens nach ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.2 erläutert. Während die sogenannten „Leitprinzipien des Konstruierens“ (ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.2.1) eine Reihe von Regelungen allgemeiner Natur zur Erdbebenertüchtigung von Hochbauten aufweisen, stellen nach Ansicht der Verfasser die „Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit“ (ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.2.3) bereits den ersten Teil des Nachweisverfahrens für die außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ dar.

Wie in Abschnitt 2.2.3, Abschnitt 2.2.4 und Abschnitt 2.2.5 dieses Beitrages verdeutlicht wird, hat die Regelmäßigkeit oder Unregelmäßigkeit von Gebäuden weitgehende Auswirkungen im Erdbebenfall. Neben Erleichterungen bzw. Erschwernissen in der Berechnung, sowie Einsparungen oder Mehrkosten aufgrund der Dimensionierung, beeinflusst die Einhaltung dieser einfachen Regeln oftmals den Umstand, ob ein Gebäude die Naturkatastrophe „Erdbeben“ (nahezu) unbeschadet übersteht oder erheblichen Schaden nimmt. Da das Erdbebeningenieurwesen als Teilgebiet der Bauingenieurwissenschaften aufgrund der breiten Forschungsaktivität auch in Österreich zunehmend an Komplexität und Umfang gewinnt, ist der Nachweis einer Tragstruktur auf die außergewöhnlichen Einwirkung „Erdbeben“ mit anderen Einwirkungen von der Größenordnung der Berechnungen nicht zu vergleichen und kann im maßgebend werdenden Fall mit dem üblichen Leistungsumfang eines Bauingenieurs nicht abgegolten werden. Als Maßnahme der ersten Vorabschätzung dieses Anteils an der Ingenieurleistung für ein solches Bauvorhaben, stellt die ÖNORM EN 1998-1:2011 mit den Regelmäßigkeitskriterien ein Werkzeug zur Verfügung, welches es dem Ingenieur erlaubt, die Komplexität des Gebäudes mit einfachen Mitteln zu bewerten und im Rahmen der Angebotslegung auf den dadurch entstehenden Mehraufwand in der Berechnung hinzuweisen. Da die Erdbebenberechnung eines unregelmäßigen Gebäudes oftmals die Anwendung von weit fortgeschrittener Statiksoftware und fachlichem Know-How diesbezüglich bedingt, kann im Rahmen der Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien als Maßnahme zur Bewertung des Tragwerks bereits die Notwendigkeit erkannt werden, eigens einen Sachverständigen für die Lösung dieser Problemstellung heranzuziehen.

Weiters wird anhand der Festlegungen für einen erdbebengerechten Gebäudeentwurf nach ÖNORM EN 1998-1:2011 die Tatsache unterstrichen, dass bereits in der Planungsphase des Bauvorhabens die Entscheidungen über die Tauglichkeit des Tragwerks hinsichtlich Erdbebenbeanspruchung getroffen werden. Etwaige Nachbesserungen an unregelmäßigen Tragstrukturen führen zumeist zu komplexen Problemstellungen in der Berechnung, sowie zu einem wirtschaftlichen Mehraufwand. Daher ist es gerade bei der Realisierung von Bauvorhaben in erdbebengefährdeten Regionen von besonderer Bedeutung, dass die Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur bereits von der ersten Entwurfsphase an besteht.

## 4 Literatur

### 4.1 Normen

- [1] ÖNORM EN 1998-1:2011-06-15  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [2] ÖNORM EN 1997-1:2005-05-01  
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
- [3] ÖNORM B 1998-1:2011-06-15  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen

### 4.2 Bücher/Dissertationen/Masterarbeiten

- [4] Mehlhorn, G.; et. al.  
Der Ingenieurbau | Grundwissen | Tragwerkszuverlässigkeit | Einwirkungen  
Ernst & Sohn, ISBN: 3-433-01574-0
- [5] Flesch, R.; Pacht, H.  
Baudynamik praxisgerecht | Band 1 | Berechnungsgrundlagen  
Bauverlag GmbH, ISBN: 3-7625-3010-6
- [6] Ringhofer, A.  
Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise  
Masterarbeit, TU Graz 2010
- [7] Della Pietra, R.  
Dachgeschoßausbauten mit Brettsper Holz  
Masterarbeit, TU Graz 2010
- [8] Battisti, V.  
Faltwerke aus Brettsper Holz  
Diplomarbeit, TU Graz 2009

### 4.3 Berichte/Skripten

- [9] Magistrat der Stadt Wien - MA 37  
Merkblatt | Statische Vorbemessung  
Wien, 2008
- [10] Schickhofer, G.; Flatscher, G.; Ringhofer, A.  
Dauerhafte Holzkonstruktionen durch Bestandserfassung, -analyse und Instandhaltung  
Beitrag im Rahmen der 8. Grazer Holzbau-Fachtagung (8.GraHFT'09) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2009
- [11] Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für Wohnen, Bauen und Planen  
„Probleme der Tragkonstruktion, Bauphysik, Technologie und Verfahrenstechnik bei der Erneuerung von Altbauten“  
Heft 103  
Wien 1986

#### **4.4 Internet**

- [12] [http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/world\\_deaths.php](http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/world_deaths.php) | Zugriff: 07.09.2011
- [13] <http://eurolaza.at> | Zugriff: 07.09.2011
- [14] <http://www.fotocommunity.de/pc/pc/display/19742608> | Zugriff: 07.09.2011
- [15] <http://www.architonic.com/de/aisht/wohnbaeude-tuggen-111-meili-peter-architekten-ag>  
| Zugriff: 24.08.2011
- [16] <http://www.air-worldwide.com/PublicationsItem.aspx?id=17874> | Zugriff: 07.09.2011
- [17] [www.stuff.co.nz/national/christchurch-earthquake/photos](http://www.stuff.co.nz/national/christchurch-earthquake/photos) | Zugriff: 07.09.2011
- [18] <http://betweenthebooks.com/wordpress/?lang=en> | Zugriff: 07.09.2011



## **D Historic Examples of Seismic Design: General principles and construction techniques of Greek monuments against earthquake action and their utility to modern design**

**Z. Konteas**



Zannis Konteas Civil Engineer

- |      |  |
|------|--|
| 2004 | Diploma   NTUA Athens  |
| 2006 | He worked for the Greek translation of EuroCode 5 and the completion of the National Annexes               |
| 2008 | MSc Protection of Monuments: Conservation and Restoration of Historic Buildings and Sites NTUA Athens      |
| 2008 | He worked for the Greek Ministry of Culture in the restoration program of the Library of Hadrian in Athens |
| 2010 | He wrote explanatory notes on EuroCode 5 for the Hellenic Technical Chamber                                |
| 2011 | He is working for the Athenian Acropolis Restoration Service on the restoration program of the Parthenon   |

## 1 Abstract

Greece is one of the most seismic regions of the world. Yet, successive historic periods of Greek cultures, have left behind innumerable monuments standing in place for many centuries, able to successfully survive abandonment, decay and destructive interventions, additionally to seismic action and its accumulative damage. Their presence is by far the biggest proof that the general principals and construction techniques that had been initially followed [partially substituting advanced calculation methods that can be used today], were enough so that important earthquake loads could safely be received repeatedly during history. Last decades serious research has been done over the load-bearing behavior of different type of monuments against seismic action and important information has come to light. The result of this research is useful not only as archaeological knowledge, but also as an inspiration of applying historic methods of confronting earthquake in modern constructions.

## 2 Introduction

The scope of this paper is to present some general principles and construction techniques used to cope with seismic action, via typical examples of Greek monuments incorporating them. This is the reason why information is limited to relevant detail, without presenting each monument extensively. The effectiveness of these principles and techniques can be easily presumed by the long life of the relevant monuments and their utility to modern design can many times be surprising. Issues included are:

3. The reduction of mass
4. The use of in-plane-loaded two-dimension elements (plates)
5. The 'seismic joint' - Freedom of motion
6. Constructions allowing for full detachment between their members (rocking)
7. Confinement and constriction as strengthening techniques.

## 3 The reduction of mass

As it is very well known, any seismic force imposed to a construction is mainly depended on the earthquake acceleration acting at the foundation and any mass included in the construction. The reduction of any of these two is of great importance, because it results to the reduction of the seismic load. For most of our common constructions, foundation is actually a fixed support, so any acceleration of the ground is fully transmitted to it. Seismic insulation can be used but it is not a common solution. This means that the reduction of the mass incorporated in a construction is the most convenient way to reduce the seismic loads imposed. The reduction of mass is of course even more critical for high buildings.

A good example of reducing the mass of the construction is a typical post-Byzantine Greek house (Fig. 3.1). This kind of houses is very common in northern Greece and other regions around Balkans. As can be seen, unlike the ground storey constructed of masonry, the load-bearing system of the top storey is exclusively constructed of timber members, which are forming a light spatial frame. Though the volume of the top storey is larger than this of the ground storey (also typical in this Architecture), its actual mass is much less. This is for two reasons: first, because the total volume of the load-bearing elements is smaller compared to this of the ground storey and second, because timber itself has a low

density (usually 300-600 kg/m<sup>3</sup>), very low compared to any other common load-bearing material (e.g. concrete: ~2500 kg/m<sup>3</sup>, limestone: ~2800 kg/m<sup>3</sup>).

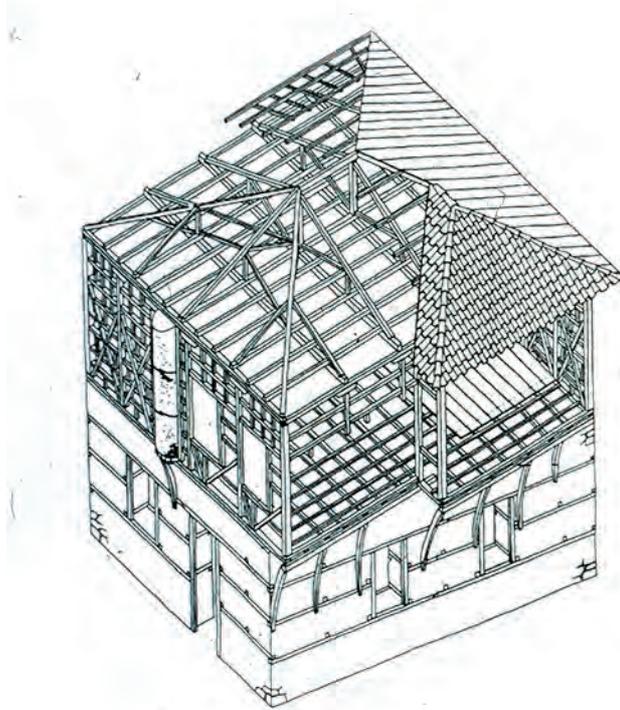


Fig. 3.1: *Typical example of a post-Byzantine house of northern Greece.*  
[P. Touliatos, *Architecture and Earthquake*, Athens, 1999]

The pursuit of reduction of mass is of great importance, and when constructing in seismic regions, this should be kept in mind from the very beginning of design, not only by the civil engineers, but from the architects as well. It should also be underlined that, when it comes to earthquake, timber construction has a great privilege, since light load-bearing systems of significant load-bearing capacity and stiffness can be easily constructed. It is also important to notice the description following the 10<sup>th</sup> degree of the Mercalli Intensity Scale, focusing on the word some. 'X. Intense: Some well built wooden structures destroyed; most masonry and frame structures destroyed with foundation. Rails bent.'

#### **4 The use of in-plane-loaded two-dimension elements (plates)**

When an earthquake strikes, the foundation of the construction is accepting the acceleration of the ground, following a random movement in space. Both horizontal and vertical components of acceleration are imposed at the same time. Vertical acceleration imposed (upwards or downwards) has similar effect as a variation in the weight of the construction, so the way to cope with it makes no practical difference to a load-bearing system originally designed to resist gravity loads. On the other hand, horizontal components of the acceleration -usually being much bigger than the vertical one- are coped with load-bearing elements/systems, similar to those used to resist typical horizontal loads, such as the wind or loads imposed by curved elements (domes, vaults and arches). [Needless to say that any horizontal loads caused by a dome, vault or arch are seriously increased during an earthquake, not only

due to the horizontal acceleration imposed, but also due to any vertical acceleration directed upwards. Of course, apart from the loads that have to be transmitted, all deformation should be minimized to an acceptable limit.] Thus, load-bearing systems incorporating curved elements could normally work well against an earthquake.



Fig. 4.1: General view of the Katholikon of Osios Loucas Monastery in Voiotia (11<sup>th</sup> century A.D.).  
[The Katholikon of Osios Loucas Monastery: In-situ investigations, E. Vintzileou and all, SACoMa-TiS 2008, Como Lake - Italy]

Byzantine churches, especially the large scale ones, where a central dome is usually covering the main area, are a good example to examine. Fig. 4.1 is showing a very famous Byzantine church, the Katholikon of Osios Loucas Monastery in Voiotia [11<sup>th</sup> century A.D.]. All walls of Byzantine churches are usually nothing more than masonry walls consisting of stones, bricks and mortar, quite often reinforced with horizontal timber elements. This means that all horizontal loads acting have to be safely transmitted by a masonry wall. The solution to the problem would normally be to take advantage of the high strength and stiffness of a wall as an in-plane-loaded two-dimension element (plate).

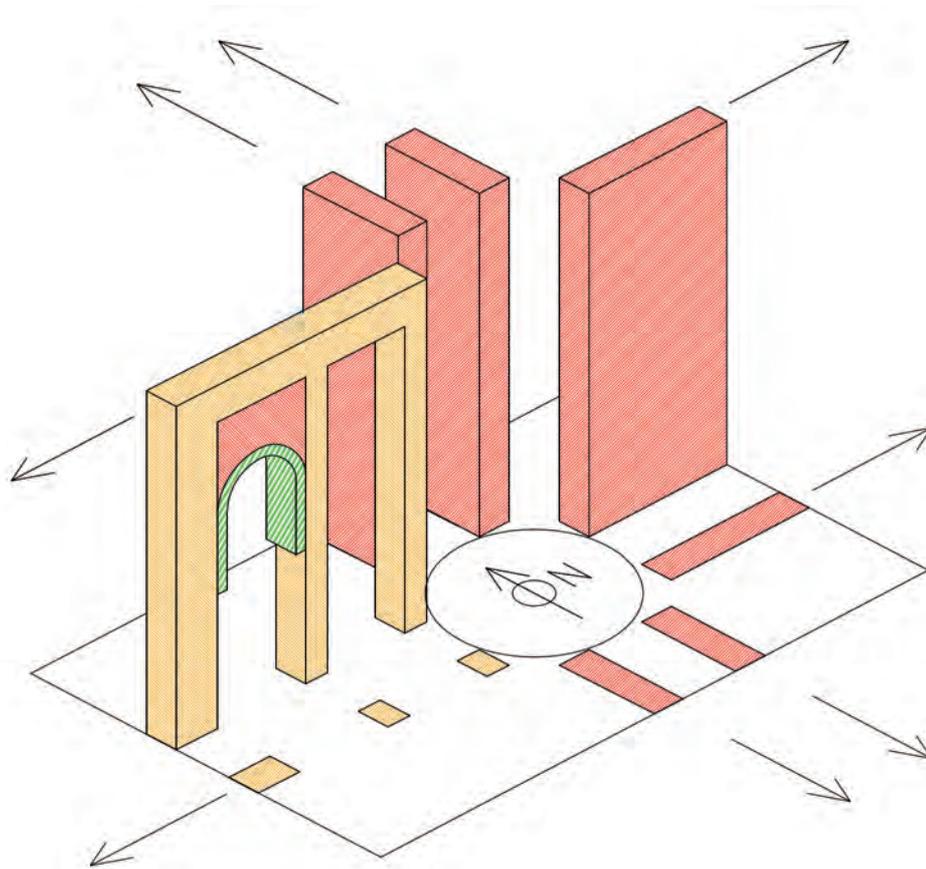


Fig. 4.2: Simplified image of the load-bearing system transmitting the horizontal loads of the dome of the Katholikon of Osios Loukas. Red: in-plane-loaded two-dimension elements, orange: three-pillar frames, green: newer arch.

Fig. 4.2 is a simplified image of the load-bearing system of the Katholikon of Osios Loukas. The central dome (internal diameter ~8.60 m) is imposing significant horizontal loads to all masonry walls close to it. As can be easily noticed, two in-plane-loaded masonry walls were constructed symmetrically towards North, East and South (red). Towards West the same solution was avoided, obviously because it would reduce the central area of the church and two three-pillar 'frames' of masonry were constructed instead (orange), stiffened and strengthened by a piece of masonry, incorporated high in one of their spans (red). As expected these pieces of masonry were highly stressed and therefore cracked, probably soon after the construction of the monument [a crack is still visible today to each of them]. This was noticed and it was decided that each of the aforementioned pieces of masonry should be secured in place by a new arch constructed right beneath it (green) [1]. Thankfully, this solution proved to be enough and the monument seems to have had no obvious problems through its one-thousand-year life. The example of the Katholikon of Osios Loukas is very didactic, showing that all masonry walls originally constructed as plates dealt with no problems or failures, transmitting significant horizontal loads, whereas a frame-shaped load-bearing system (of the exact same material) seemed to be not enough.

In modern construction the use of plates is one of the best solutions when transmitting horizontal loads is necessary and so is minimizing of deformation. Especially when it comes to reinforced concrete buildings, which due to their mass are seriously loaded during earthquakes, the use of plates is practically always one of the easiest ways to achieve these two. In post-beam load-bearing systems of concrete, designing some of the vertical elements as plate-shaped ones is normally a very good solution. To achieve a uniform behavior, an adequate number of them should be oriented along two horizontal directions in right angle.

## 5 The 'seismic joint' - Freedom of motion

Within a construction, elements or sections of different mechanical properties, such as stiffness, may exist one next to the other and be connected as well. In many cases, common loads may cause no significant stresses to these connections and connection areas. Yet, during an earthquake, the difference in mechanical properties, especially stiffness, may result to introducing loads unpredictable to first sight.

Parthenon is by far the most famous monument of Greece and one of the most well known of the world. From a constructive point of view the Parthenon is typical of its period [5th century B.C.]. Blocks of stone (here this is pentelic marble) are quarried, cut in shape and carefully sculptured to great detail so that any -either visible or/and statically important- surface is attached to its next without the use of mortar. Iron dowels and clamps are systematically used to connect attaching blocks so as to avoid, or -to be accurate- minimize, slipping and detachment. [An exception to this rule are the drums of the columns which are doweled to their attaching ones by one timber dowel].

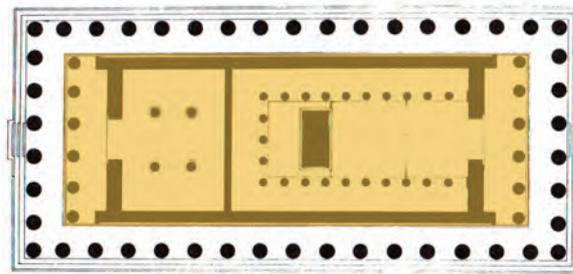
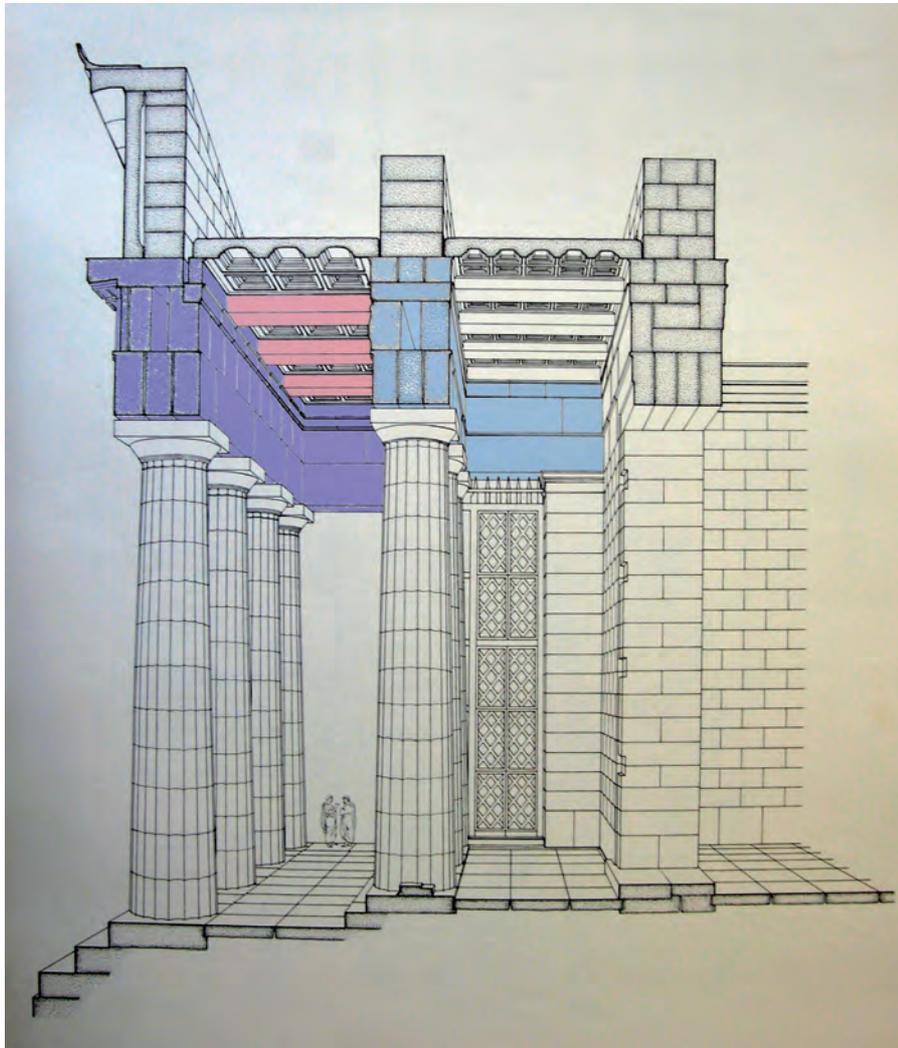


Fig. 5.1: The Parthenon. Orange: the central part of the monument (including the prostyles) which is very stiff due to the walls.

[Based on I. Travlos, from H. Mpouras, *Lessons of History of Architecture, Symmetria, Athens, 1999*]

Architecturally, the Parthenon is a good example of temple of classical Greece. It is consisting of a rectangular central part, the *cella*, subdivided in two main rooms (Fig. 5.1). Each room has a number of internal columns to support the roof and each entrance is preceded by a series of six columns called the *prostyle*. These prostyles are very well connected to the cella via a complex of beams (the *epistyles*) and other elements, the *entablature* (light blue, Fig. 5.2). Forty six columns form a row around the perimeter of the temple, the *colonnade*. All columns of the colonnade are connected to each other via a second entablature (dark blue, Fig. 5.2). Large span ceilings of Greek temples are typically consisted of beams and slabs supported on them, and so is the ceiling of the Parthenon between the colonnade and the prostyles (Fig. 5.2).



*Fig. 5.2: The west part of the Parthenon. Light blue: the entablature connecting the columns of the prostyle to the walls, dark blue: the entablature connecting the columns of the colonnade together, light red: the beams of the ceiling, the only element in this area connecting the colonnade with the central part of the monument.*

*[Based on An. Orlandos, the Parthenon, Athens, 1976]*

Examining the mechanical properties of the monument, it is easy to notice that due to the walls, the cella has a very high stiffness towards all directions. This means that during an earthquake, the expected horizontal deformation at any point of this part of the building is small [this also includes the prostyles]. On the other hand, the colonnade is much more deformable than the cella, which means that during an earthquake bigger horizontal displacements are expected, especially at its higher parts.

The beams of the ceiling (light red, Fig. 5.2) are actually the only element in this area connecting the colonnade with the central part. During common loading (gravity, snow, wind) no significant loads are being transmitted by these beams. But during an earthquake, the colonnade has the tendency to move differently -and much more- than the prostyles and the cella. This means that any element connecting

them would be forced to transmit a great deal of loads so as the displacement of the two -colonnade and central part- is common. Due to the magnitude of the monument (the height of the colonnade columns is approximately 10.50 m) and therefore the masses incorporated, no dowel would be enough to transmit this kind of loads. This is the reason why the beams of the ceiling -unlike any other element of the monument and probably of all similar monument of classical Greece- are not connected by any dowels or other means to the members beneath them. These beams are simply placed on the top of their supporting members, left free to slip and thus escape any severe loading during an earthquake [2].

This detail is only one example of many similar ones, which allow for independent movement between adjacent members. These construction forms are generally called 'seismic joints', since they usually help for earthquake loading when adjacent elements or parts of a building with big differences in stiffness have to coexist but not necessarily be stiffly connected to each other.

A good example of the benefits of a seismic joint is given in Fig. 5.3. Two similar angle-shaped buildings are stroked by an earthquake (the orientation of which is also shown). The stiff connection jointing the two parts of building A is responsible for the torsional deformation caused to one of them and the danger of extensive failure. On the other hand, in building B, the two parts of the building are separated by a seismic joint and left free to move and be deformed independently. No unfavorable loads are therefore imposed.

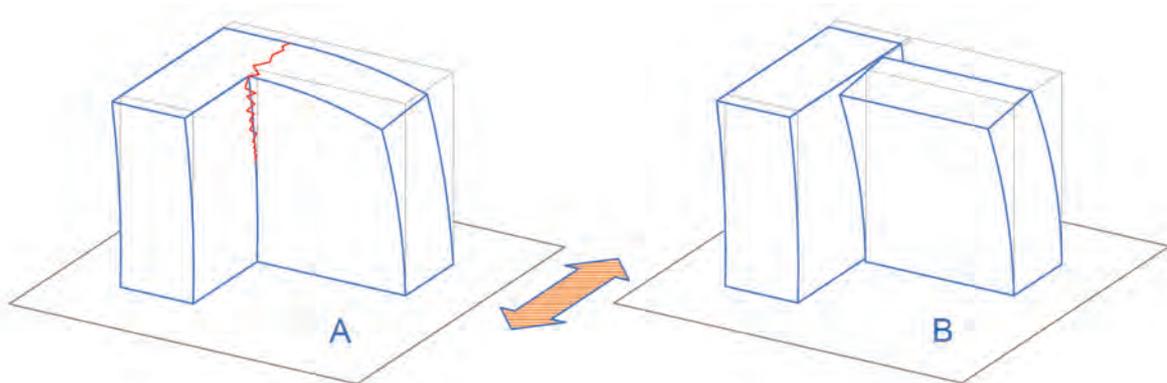


Fig. 5.3: Two similar right-angle-shaped buildings during an earthquake. Building B has a 'seismic joint'. [Inspired by P. Touliatos, *Modern Constructions and Earthquake*, NTUA, 2009]

## 6 Constructions allowing for full detachment between their members (rocking)

Modern constructions -either timber, steel or concrete- are consisting of elements stiffly connected together so that the work as a unit. Yet, this is not the only kind of load-bearing system possible.



*Fig. 6.1: The columns of the Olympieion of Athens [south-east corner].*

Fig. 6.1 is showing the columns of the Olympieion of Athens. The Olympieion was one of the biggest temples of Ancient Greece. The height of the columns only (base included) reaches 16.81 m. It was completed by year 131 A.D., but was not to live long. During the Byzantine period (4<sup>th</sup>-15<sup>th</sup> century A.D.) it was deliberately destroyed like most of the religious monuments of the ancient world. Today, out the 104 columns that were surrounding the cella, only 15 are still standing. Some of these 15 standing columns are connected by beams (epistyles) to their nearest ones and others don't. No other part of the temple higher than the foundation is saved in place.

From a construction point of view the monument is typical of its period. The columns are constructed by blocks of stones (drums), placed one onto another. No mortar is used for connection. This means that during an earthquake, each drum will be able to move independently of any other. The -commonly seen- result of this is the relative displacement between two adjacent drums (Fig. 6.2).



Fig. 6.2: Relative displacement between two drums close to the base of a column of the Olympieion.

This kind of independent movement of individual blocks of a construction, during which these blocks are moving in space accepting from (and imposing to) their adjacent ones only compression and/or friction forces, whereas no tensile force can be transmitted, is called *rocking* [3]. A simple example of a two-block rocking construction is shown in Fig. 6.3. The relevant modes of deformation are also illustrated. Note that -for an important vertical acceleration downwards- full detachment is also possible [4].

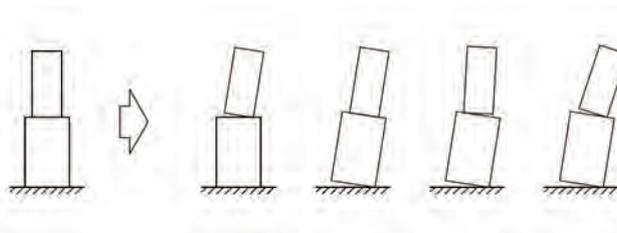


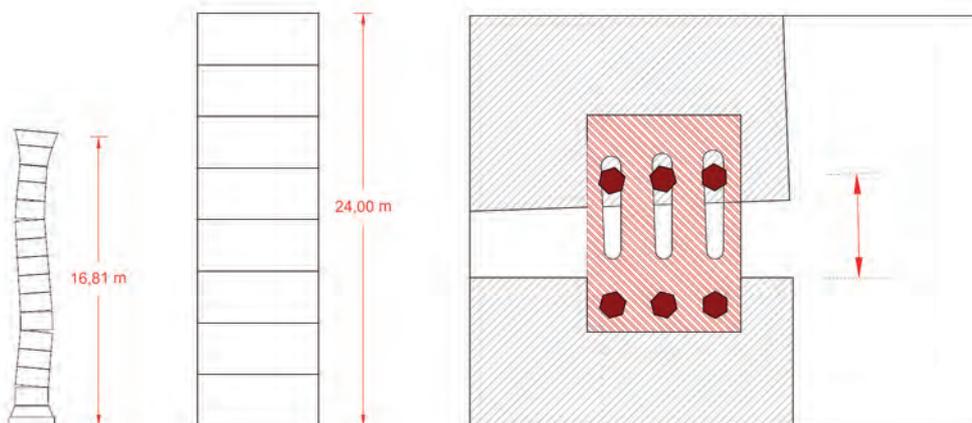
Fig. 6.3: Possible rocking modes of a two-block construction.  
[Inspired by I. Psycharis, Notes for the lesson: Analysis of monumental structures, NTUA, Athens]

The behavior of rocking constructions has been seriously studied within last years, since it is important for the understanding of classical monuments. Especially from the study of the columns of the Olympieion and the displacements that have occurred between their drums, a reverse analysis has taken place to estimate the possible number and magnitude of earthquakes that have stroked Athens since the construction of the monument. The results were astonishing, since the most possible scenario seemed to be that four earthquakes of a maximum horizontal ground acceleration no less than 0.50g, have loaded the city within the last nineteen centuries [5]. [Note that this value is much higher than the one supposed to be expected by modern Codes for Athens (0.16g-0.24g)].

Something interesting to notice is that the columns are a rather slender construction [the diameter of cross-section of the columns on the top of the base is 1.92, and the height of the columns higher is 15.63, leading to a ratio of height/large dimension of cross-section equal to 8.14]. This means that a horizontal acceleration of approximately 0.12g imposed (statically and constantly) to the center of gravity of a column, would be enough to overturn it, since all columns are simply supported on the ground (having also in mind that overturning seems to be the most critical way of failure). Yet, the columns are still standing, free of any lateral support for approximately 500-1000 years, though they have been repeatedly loaded by severe earthquakes of a maximum ground acceleration -of course much more than 0.12g- and probably exceeding 0.50g as mentioned above. And still, the only disorder noticed is a displacement of a few centimeters between drums (Fig. 6.2).

On the other hand, when a non-rocking construction is loaded by an earthquake, it risks the danger of seismic resonance, during which the effect of any ground acceleration imposed is maximized. For example the Greek seismic Code accepts that for a seismic ground acceleration the effects of loading could be equal to the effects of loading by an acceleration of 2.5a (!) statically and constantly imposed to the center of gravity.

As can be seen from the first sight, when it comes to earthquake there is a great difference between non-rocking and rocking constructions, since the first ones (during a possible seismic resonance) seem to seriously increase the effect of any ground acceleration, whereas the rocking ones seem to do the exact opposite. Of course, their major difference is that in rocking constructions the critical point is not the stresses developed and their limitation to an acceptable level, but the relevant displacement between individual blocks, so the comparison is on different kind of results of loading. But, yet, it should be underlined that rocking constructions do not have constant stiffness, since parts of them are detached, and therefore they have no constant natural frequency (-ies), so no seismic resonance is practically possible. Of course, this issue is still open and many things are to be found and said.



*Fig. 6.4: Random rocking mode of a column of the Olympieion of Athens. An eight-storey building of CLT which could easily rock (allow for full detachment between stories), if any storey is a 'closed box' of CLT. Simplified drawing of a possible connection between the stories of the aforementioned building, which will allow for rocking and limit displacements at the same time.*

Load-bearing systems allowing for detachment between individual parts of them have not been used in modern constructions. Besides, this would have been difficult for common materials. Yet, it is rather like that even a small allowance for detachment (enough to instantaneous change the natural frequency of the building) would be enough to avoid seismic resonance, and thus reduce the stresses imposed to a construction. In the attempt to design such a building, CLT would be by far the best material to use. Each storey of the building could be designed as a 'closed box' and appropriate connections should be designed so as to allow for detachment and at the same time limit displacement (Fig. 6.4), [having in mind that excessive deformation would be against the safety of users, the facilities of the building (e.g. pipelines) and of course that overturning would be catastrophic]. Another benefit of such a building seems to be the reduction of any horizontal acceleration and displacement imposed to the users of it, compared to a similar non-rocking construction during seismic resonance. Of course, this issue is open for research.

## 7 Confinement and constriction as strengthening techniques

The use of lateral confinement in order to increase compressive strength is well known. In modern constructions linear concrete elements can be laterally confined by FRPs [Fiber Reinforced Polymers] as jackets, hoops or spirals. Their function is to resist against the tendency of the concrete element to laterally expand, imposing to it lateral compression. Of course, any extra lateral compression that could be imposed, actually constricting the element, would be beneficial for its strength. The same principle seems to be effective not only in the scale of a member, but also in the scale of a building [6].

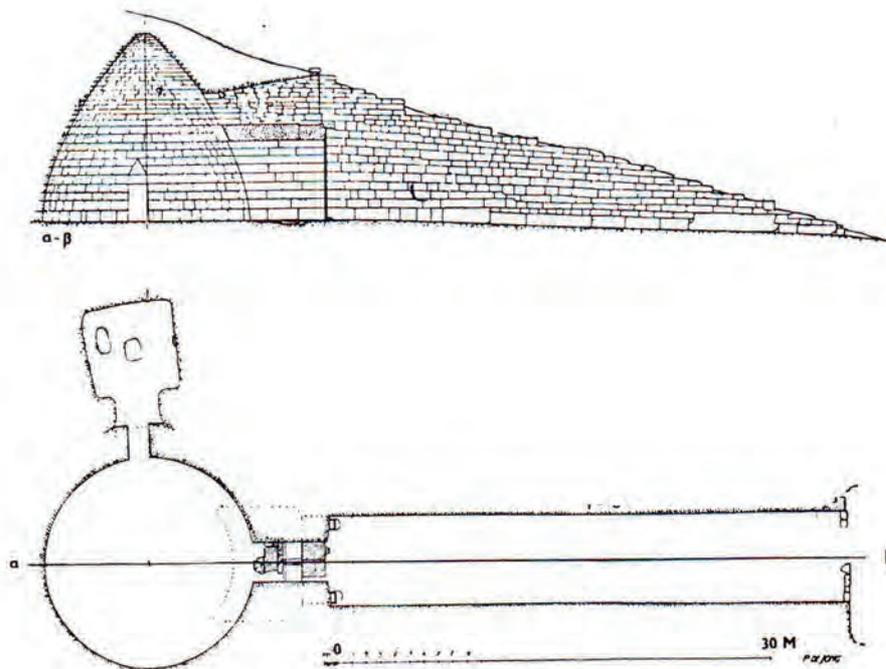
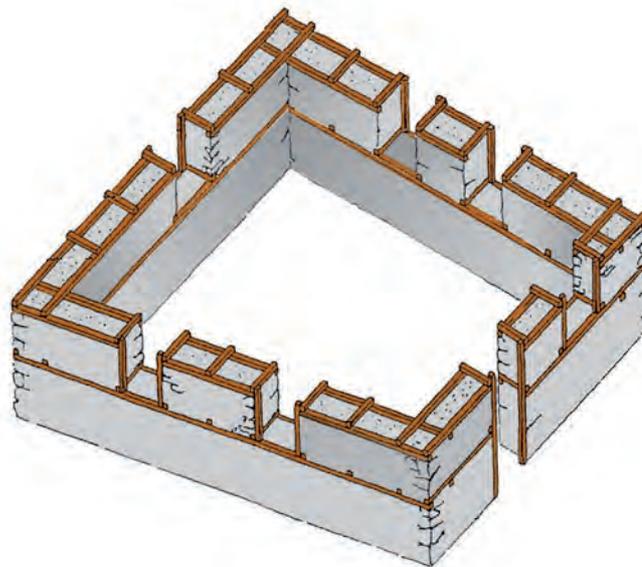


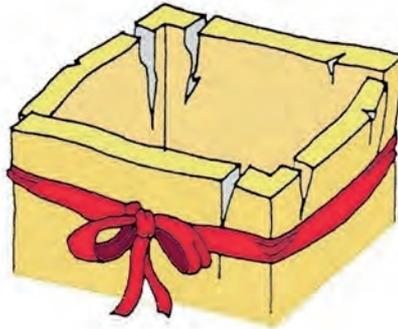
Fig. 7.1: 'The Treasury of Atreus', Mycenae, Greece.  
[Piet de Jogn, from H. Mpouras, *Lessons of History of Architecture, Symmetria, Athens, 1999*]

Fig. 7.1 is showing the 'Treasury of Atreus' in Mycenae, a tomb of the Greek Bronze Age, consisting of a tholos [a subterranean dome of a diameter exceeding 14 m] and an uncovered hall leading to it. This tholos had been the widest dome of the mankind for more than one thousand years [the Pantheon in Rome, built in 126 A.D., was the first building to exceed this record] and remains intact until today that its life exceeds 3000 years. The soil covering all stones forming the tholos is constantly compressing them both vertically (downwards) and horizontally (towards the inside of the dome) [needless to say is that for a uniform horizontal load towards the inside of the dome, as the aforementioned one, no displacement of the stones is possible, since they are forming a circle in each layer of the dome]. These loads imposed by the soil -as well as extra horizontal compressive stresses towards the inside of the dome that will be developed against any tendency for displacement of the stones towards the outside- are mainly responsible for the excellent maintenance of the monument. In the Treasury of Atreus both confinement and constriction in the scale of a building are vividly seen and so is their beneficial action. Confinement is represented by the horizontal stresses towards the inside of the dome that will be developed by the soil against any tendency for displacement of the stones towards the opposite direction and constriction is represented by the horizontal load constantly imposed towards the inside of the dome by the soil.



*Fig. 7.2: Typical cross-section of a post-Byzantine Greek house. A number of timber elements incorporated in the masonry, forming horizontal layers, is offering multiple advantages, such as increasing tensile strength, strengthening the connection of two walls, reducing out-of-plane deformation. [P. Toulaitos, Modern Constructions and Earthquake, NTUA, 2009/ Color editing N. Andriellou]*

The same concept can be seen in many different cases during ages. During Byzantine and post-Byzantine period confinement was achieved by incorporating in the masonry timber elements in horizontal levels (Fig. 7.2). These elements should have been carefully connected together so as to form a continuous zone -an initially unstressed 'belt'- around the perimeter of the building, as an attempt to limit any cracks and fissures possible to be caused in masonry during an earthquake, by not allowing any variation in the building's total volume (Fig. 7.3) [7].



*Fig. 7.3: Simplified drawing showing the favorable effect of confinement to a building (limitation of failure). [P. Touliatos, Modern Constructions and Earthquake, NTUA, 2009/ Color editing N. Andriellou]*

The utility of confinement and constriction in the scale of a building for modern construction is poor. Nowadays, confinement is mainly used for the strengthening of existing buildings -especially the masonry ones- against horizontal loads [Fig. 7.4 is showing a relevant example: a masonry chimney confined by metal hoops in several levels]. Constriction, when applicable, could be useful to reduce any displacements existing already, especially to no-mortar masonries.



*Fig. 7.4: Masonry chimney confined by metal hoops.*

What is most interesting is that confinement -and perhaps constriction- has been used either as strengthening or as remedy action for fortifications during besiegement since very early History. This was achieved by the use of belts made of cow leather [8]. Some ancient poets are implying so, especially Homer who is referring to the fortification of Troy with words that literally describe a tape used to tie up the hair [9] (Fig. 7.5). But Nonnus of Panopolis is clearly mentioning [10] that just before the beginning of a besiegement:

*'Citizens entered the high towers, scarred  
and tied the wall with belts made of cow leather,  
as guardians of the high city.'*



Fig. 7.5: *'The Head of Dipylon' [6th century B.C.]. A tape used to tie up the hair can be well noticed.*

Of course, nothing of this has been saved until today to see, but perhaps it is not so difficult to imagine [11] . Fig. 7.6 is showing the north-west bastion of the fortification of the city of Corfu [13<sup>th</sup> century A.D.]. The bastion has been recently strengthened by modern 'belts' in several levels.

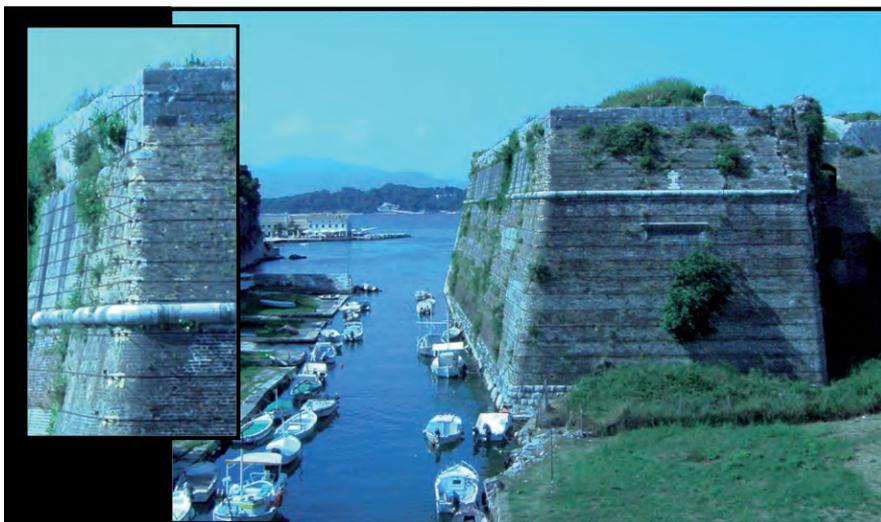


Fig. 7.6: *The north-west bastion of the fortification of the city of Corfu [13th century], strengthened by 'belts'.*

## 8 Notes

- [1] The writer owes acknowledgment to professor Panagiotis Touliatos with whom he had the chance to study the monument and be taught a lot over it.
- [2] The writer owes acknowledgment to professor Manolis Korres for everything he has been taught by him on Classical Architecture.
- [3] Hereafter, constructions will be referred to as *rocking* and *non-rocking*.
- [4] The writer owes acknowledgment to professor Ioannis Psycharis for all information on rocking of constructions.
- [5] This is the conclusion of a research by I. Psycharis, M. Korres, K. Papantonopoulos, I. Taflampas, S. Souanis and J. V. Lemos, 'Seismic behavior of the columns of the Olympieion - Apply on the seismic history of Athens' (in Greek), EPPO, 2005, page 5.74.
- [6] The writer owes once again acknowledgment to professor Panagiotis Touliatos by whom he was taught the beneficial action of confinement and constriction in the scale of a building.
- [7] For further information: P. Touliatos, "Characteristics anti-seismic structural systems in wood in Greece since 1650 B.C." A. Soikkeli (ed.), Restoration of Old and Modern Wooden Buildings, Oulu Finland, 2000, p. 45-64, P. Touliatos, "Wood reinforced masonry, techniques, pathology, intervention and the principles of the restoration" (as above, p.74-83), P. Touliatos, El. Tsakanika "Study on masonry reinforced with horizontal timber elements - Guidance for intervention"(in Greek), EPPO, Athens, 2005.
- [8] The writer owes acknowledgment to the writer Anna Tziropoulou Eustathiou who was the first to bring to light historical references describing this construction technique and shared with him.
- [9] Iliad II 97-100, Odyssey γ 390-392.
- [10] Dionysiaca XXV 300-302.
- [11] For further information: Z. Konteas, "The constriction of buildings through historical references" (in Greek), monograph in P. Touliatos, 'The Monastery of Doheiaris in Athos: Architecture of the Katholikon and the Tower', NTUA, 2009.

# E Erdbebenforschung, Entwicklung und Nachweisführung - in Deutschland

W. Seim



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Werner Seim

- |      |   |
|------|---|
| 1988 | Diplom   Universität Stuttgart  |
| 1989 | Mitarbeiter Tragwerksplanung, Ingenieurbüro in Basel                            |
| 1989 | wissenschaftlicher Mitarbeiter, Universität Karlsruhe                           |
| 1994 | Doktorat   Universität Karlsruhe  |
| 1994 | Projektleitung Tragwerksplanung, Ingenieurbüro in Karlsruhe                     |
| 1998 | „Visiting Scholar“, University of California, San Diego                         |
| 1999 | Professur für „Baukonstruktion und Bauwerkserhaltung“,<br>Universität Kassel    |
| 2003 | Leitung des Fachgebietes „Bauwerkserhaltung und Holzbau“,<br>Universität Kassel |
| 2008 | „Visiting Professor“ an der University Columbia, Vancouver                      |

## 1 Einleitung

Die Erdbebengefahr in Deutschland ist vergleichsweise gering. Ca. 85% des Staatsgebiets gehören zur Erdbebenzone 0, d.h. es sind statistisch gesehen keine relevanten Erdbebenereignisse zu erwarten. Der höchsten deutschen Erdbebenzone 3 werden Gebiete auf der schwäbischen Alb, am Oberrhein bei Lörrach (Basel) und im Raum Aachen zugeordnet. Dort wird auch bei einfachen Bauwerken die Erdbebeneinwirkung in der Regel maßgebend für die Auslegung des Aussteifungskonzeptes. Aber auch in den Zonen 1 und 2 stellt der Ingenieur oft fest, dass - überraschenderweise - die horizontalen Ersatzkräfte in Folge von Erdbeben höher sind als die entsprechenden Windlasten.

Im europäischen und weltweiten Vergleich sind die deutschen Erdbebengebiete den Zonen leichter bis mittlerer Seismizität zuzuordnen. Dennoch gibt es an den deutschen Hochschulen einige sehr aktive Gruppen im Bereich der Erdbebenforschung. Dies ist insbesondere auf die Nachfrage der international tätigen Konzerne der Bauindustrie und der Baustoffindustrie zurückzuführen. Neben der Grundlagenforschung stellen Weiterentwicklungen bei der Nachweisführung und die Bereitstellung experimentell abgesicherter Parameter wichtige Forschungsschwerpunkte dar. Über einige dieser Aktivitäten soll - mit besonderem Bezug zum Holzbau - in diesem Beitrag berichtet werden. Dazu werden vorab im folgenden Abschnitt die in der aktuellen Normung [1], [2] vorgesehenen Nachweiskonzepte vorgestellt und bewertet. Dies insbesondere mit Blick auf die Besonderheiten dieser Nachweise gegenüber den "üblichen" Bemessungsaufgaben im konstruktiven Ingenieurbau. Aus dieser Bewertung ergeben sich die Fragen nach der Ermittlung von  $q$ -Werten und der Definition von Überfestigkeit, die im dritten Abschnitt aufgegriffen werden. Diesen Fragen widmet sich auch das Forschungsprojekt Optimber-Quake, das im abschließenden vierten Abschnitt vorgestellt wird.

## 2 Konzepte der Erdbebenbemessung

Falls das Bemessungserdbeben eintritt, darf ein Gebäude nicht einstürzen. Große und bleibende Verformungen, die ggf. anschließend einen Abriss und Wiederaufbau erforderlich machen, werden akzeptiert. D.h. sowohl die Einwirkung - ruckartig dynamisch anstelle mehr oder weniger ruhender Lasten - als auch der maßgebende Grenzzustand weichen ganz grundsätzlich von den Randbedingungen üblicher Bemessungsaufgaben ab.

Um auch bei einer Erdbeben-Einwirkung den hoch-komplexen Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den vertrauten Verfahren der Baustatik erfassen zu können, wurde das Verfahren der Modalen Analyse entwickelt. Bei diesem Verfahren wird die maximale Beschleunigungsantwort einer Tragstruktur in Abhängigkeit vom Eigenschwingungsverhalten mit Hilfe standortbezogener Antwortspektren ermittelt. Falls man sich dabei - bei einfachen Tagwerken - auf die Betrachtung der ersten Eigenfrequenz beschränken kann, spricht man von der vereinfachten modalen Analyse, während bei mehreren maßgebenden Eigenformen die multi-modale Analyse angewandt wird. Wenn sich eine Struktur im Falle eines Erdbebens mehr oder weniger elastisch verhält, dann liefert eine modale Analyse sehr zutreffende Ergebnisse (z. Bsp. [3]). Dann, wenn plastische Verformungen im Tragwerk einen Großteil der durch die Erdbebenerregung eingebrachten Energie aufnehmen - haben die aus einer linear-elastischen Berechnung ermittelten Eigenformen allerdings nur noch wenig mit dem realen Verhalten des Tragwerks zu tun. Die Einführung von Verhaltensbeiwerten, mit der elastische Antwortspektren zu Bemessungsspektren umgeformt werden, beseitigt diesen Widerspruch nicht wirklich. Umfassend beschrieben und analysiert wurden diese Zusammenhänge bereits 1993 von Priestley [4].

Die Entwicklung verhaltensbasierter Verfahren - im EC 8 als nichtlineare statische (pushover) Berechnung enthalten - wurde von diesen Erkenntnissen um die Widersprüche zwischen elastischer Berechnung und plastischen Verformungen angestoßen.

Verhaltensbasierte Verfahren sind hinsichtlich des erforderlichen Aufwands gut handhabbar und für Anwendungen im Holzbau hervorragend geeignet [5]. Dies trifft für nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen nur sehr eingeschränkt zu. Insbesondere dann, wenn vom Rechenprogramm für eine realitätsnahe Bewertung des Tragverhaltens neben den nicht-linearen dynamischen Einwirkungen auch nicht-lineares Strukturverhalten berücksichtigt werden muss.

Verfahren	Eingangswerte	Aufwand	Akzeptanz in der Praxis
Vereinfachtes Antwortspektrumenverfahren	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Standortbezogenes Antwortspektrum</li> <li>• Elastische Steifigkeiten</li> <li>• q-Werte</li> </ul>	vergleichsweise gering Handrechnung möglich	hoch
Multimodales Antwortspektrumenverfahren		hoch dreidimensionales FE-Modell	mittel
Nichtlineare statische (pushover) Berechnung	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Standortbezogenes Antwortspektrum</li> <li>• Viskose Dämpfung</li> <li>• Elastisch-plastische Verformungsbeziehung</li> </ul>	hoch ebene Modelle mit elastisch-plastischen Federn möglich	gering
Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Standortbezogene Weg-Zeit-Verläufe für die Bodenbeschleunigung</li> <li>• Vollständige zyklische Last-Verformungsbeziehungen</li> </ul>	extrem hoch	sehr gering

**Tab. 2.1:** Berechnungsmethoden für Hochbauten unter Erdbebeneinwirkung nach EC 8 [1]

### 3 Aktuelle Forschungsthemen

Vor dem Hintergrund einer möglichst einfachen praxisorientierten und gleichermaßen zuverlässigen Bemessung von Holztragwerken unter Erdbebenbeanspruchung lassen sich zwei Forschungsfelder identifizieren: Zum einen erscheint es wichtig, nichtlineare statische - d. h. verhaltensbasierte - Berechnungsverfahren so weiterzuentwickeln, dass diese auch in der Praxis im Ingenieurbüro Anwendung finden können. Zum anderen sind die Grundlagen für die Anwendung des Antwortspektrumenverfahrens zu verbessern, da davon auszugehen ist, dass dieses Verfahren weiterhin als Standard in den Ingenieurbüros Anwendung finden wird.

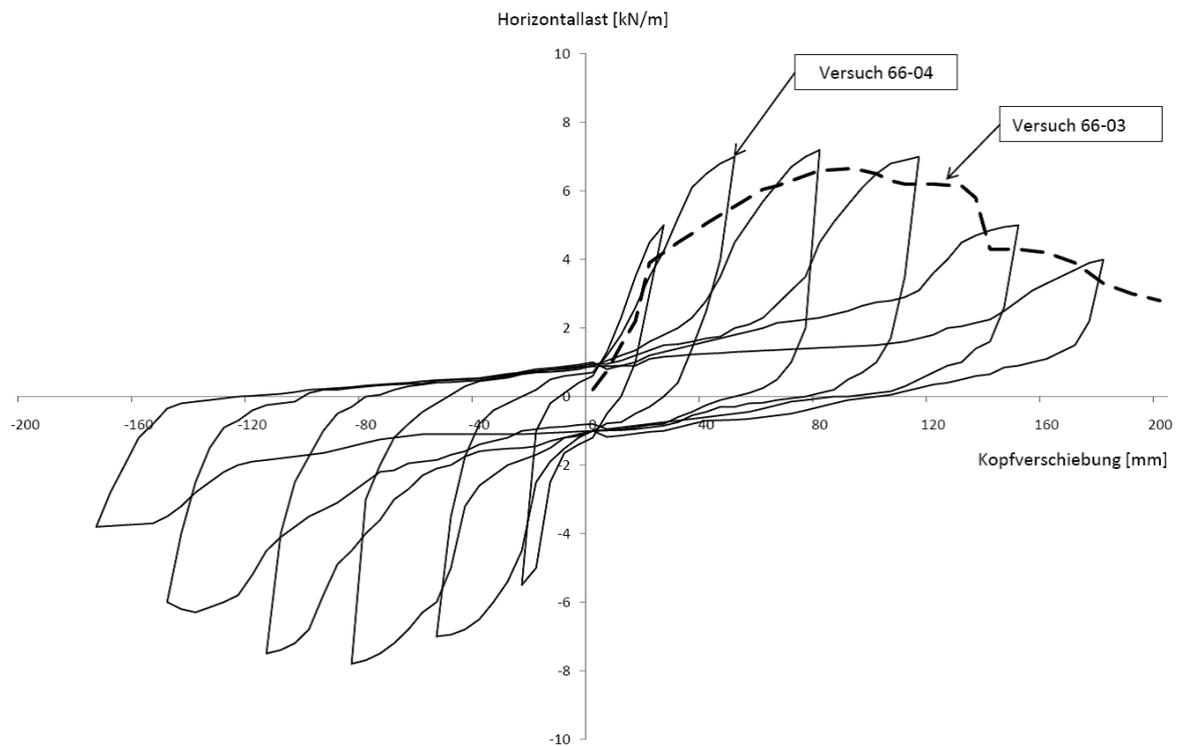
In diesem Zusammenhang ist vor allem die Frage von Bedeutung, ob und wie der Verhaltensbeiwert  $q$  für die vielfältigen Konstruktionen des Holzbaus einheitlich und zutreffend ermittelt werden kann. Darüber hinaus ist für die richtige Auslegung von Verankerungen und Verbindung von Aussteifungselementen untereinander die Frage nach der Überfestigkeit von Anschlüssen und Bauteilen zu klären.

### 3.1 Definition des $q$ -Werts

Der Verhaltensbeiwert  $q$  definiert das Verhältnis zwischen der Gesamt-Horizontalkraft bei elastischem Strukturverhalten und Gesamt-Horizontalkraft bei - realitätsnahe - elastisch-plastischem Verhalten:

$$q = \frac{S_e(T)}{S_d(T)}$$

Die Bezugsgröße bleibt die Schwingungsdauer  $T$ , die nur für elastisches Verhalten eindeutig bestimmt werden kann.



**Abb. 3.1:** Typische Last-Verformungskurven für Holzrahmenelemente unter zyklischer und monotoner Belastung nach Mi et al.[6]

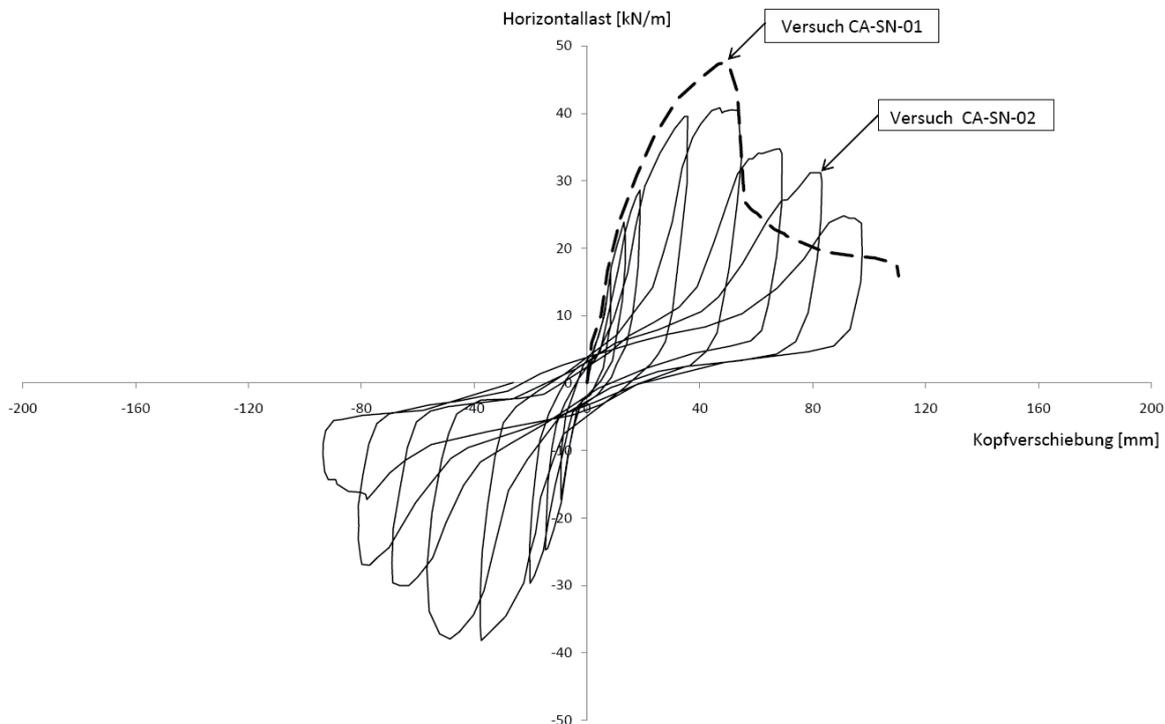


Abb. 3.2: Typische Last-Verformungskurven für CLT-Elemente unter zyklischer und monotoner Belastung nach FPInnovations[7]

Für einzelne Bauteile lässt sich der q-Wert aus zyklischen Versuchen vergleichsweise einfach bestimmen, wenn aus der einhüllenden Last-Verformungskurve eine bilineare Vereinfachung mit einer maximalen Verformung abgeleitet wird.

Über das Energieäquivalent kann dann eine fiktive maximale Horizontalkraft im elastischen Zustand definiert und aus dem Verhältnis der beiden Horizontallasten der q-Wert bestimmt werden.

Abb. 3.1 und Abb. 3.2 zeigen zwei typische Last-Verformungskurven von Wandelementen des Holzbaus für monotone und zyklische Belastung.

Dieser q-Wert beschreibt allerdings nur die Energiedissipation von Tragelementen. Das Phänomen, dass die Gesamtstruktur aufgrund geringerer Steifigkeit in einen Bereich gelangt, der dem abfallenden Ast des Antwortspektrums entspricht, wird noch nicht erfasst. Um diese "Reserve" zu quantifizieren, gibt es zwei unterschiedliche Ansätze, die beide darauf hinauslaufen, dass Werte, die aus einer linear-elastischen Berechnung ermittelt wurden, mit realitätsnahen Versuchs- oder Berechnungsergebnissen verglichen werden. Fehling et. al. [8] verwenden im Rahmen des Forschungsprojektes ESECMASE eine Definition

$$q = \frac{H_{el}}{H_{exp}}$$

bei der die maximalen Horizontalkräfte bei einem dynamischen bzw. pseudo-dynamischen Versuch mit den Horizontalkräften verglichen werden, die sich bei einer linear-elastischen Berechnung ergeben,

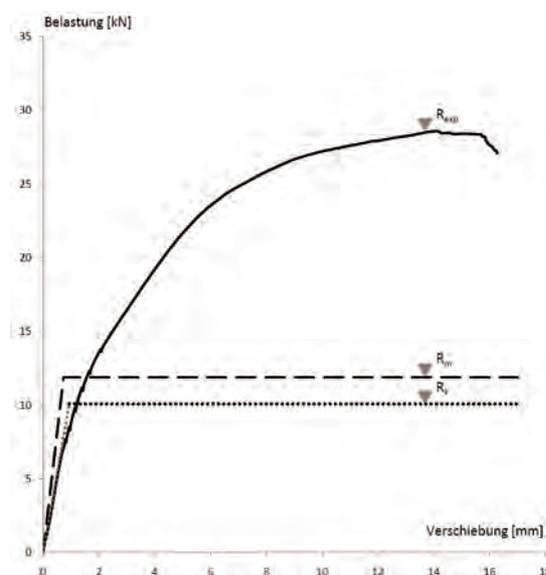
wenn die gleichen Beschleunigungen angesetzt werden. Einen ähnlichen Weg beschreitet Cecotti [9], wenn er den  $q$ -Wert bestimmt als Quotienten der maximalen Beschleunigungswerte "nach Norm"  $PGA_{code}$  und der maximalen Beschleunigungswerte, die bei einer rechnerischen Simulation eines "nach Norm" bemessenen Mustergebäudes bis zum Erreichen einer vorgegebenen maximalen Verformung aufgebracht werden konnten.

$$q = \frac{PGA_{ext}}{PGA_{code}}$$

Dieser kurze Vergleich zeigt, dass hinsichtlich der Festlegung von  $q$ -Werten Forschungsbedarf besteht. Das betrifft sowohl einheitliche Vorgaben für die Versuchsdurchführung als auch die Interpretation der entsprechenden Ergebnisse.

### 3.2 Was ist Überfestigkeit

Wenn man typische Wandelemente in Holzrahmenbauweise und aus Brettspertholz hinsichtlich der Möglichkeiten von Energiedissipation vergleicht, so stellt man eine grundsätzliche unterschiedliche Grundcharakteristik fest: Bei den Holzrahmenelementen wird die Energie in den Fließgelenken vieler Nägel oder Klammern im Bereich der Verbindung zwischen Beplankung und Unterkonstruktion dissipiert. Das Brettspertholzelement dagegen, wird sich im Falle eines Erdbebens mehr oder weniger elastisch verhalten. Hier findet die Energiedissipation im Verankerungsbereich statt. In beiden Fällen müssen alle Bauteile und Anschlüsse so ausgelegt werden, dass sich die plastischen Verformungen, die bei der Festlegung des  $q$ -Wertes vorausgesetzt werden, auch sicher ausbilden können. D.h. es darf kein Versagen außerhalb dieser Bereiche auftreten.



**Abb. 3.3:** Last-Verformungskurve einer doppelten einschnittigen Nagelverbindung im Vergleich mit charakteristischem und Mittelwert

Dies wird dadurch sichergestellt, dass Verbindungen und Bauteile außerhalb der dissipativen Bereiche bei der Bemessung mit einem Überfestigkeitswert beaufschlagt werden. Im konkreten Fall bedeutet dies, dass bei Holzrahmenelementen ein Versagen der Verankerung ausgeschlossen wird. Bei Brettsperrholzelementen dagegen soll die Verankerung - duktil - versagen und das Wandelement selbst wird mit einer Überfestigkeit ausgelegt. Die Größe des Überfestigkeitszuschlages hängt von der Streuung der Festigkeit der dissipativen Bereiche ab. Abb. 3.3 veranschaulicht das Phänomen der Überfestigkeit an einer doppelten einschnittigen Nagelverbindung. Derzeit liegen kaum abgesicherte Kenntnisse zur Überfestigkeit im Holzbau vor. Es besteht erheblicher Forschungsbedarf.

#### **4 Forschungsprojekt Optimberquake - [www.optimberquake.eu](http://www.optimberquake.eu)**

Übergeordnete Ziele des Forschungsprojektes sind:

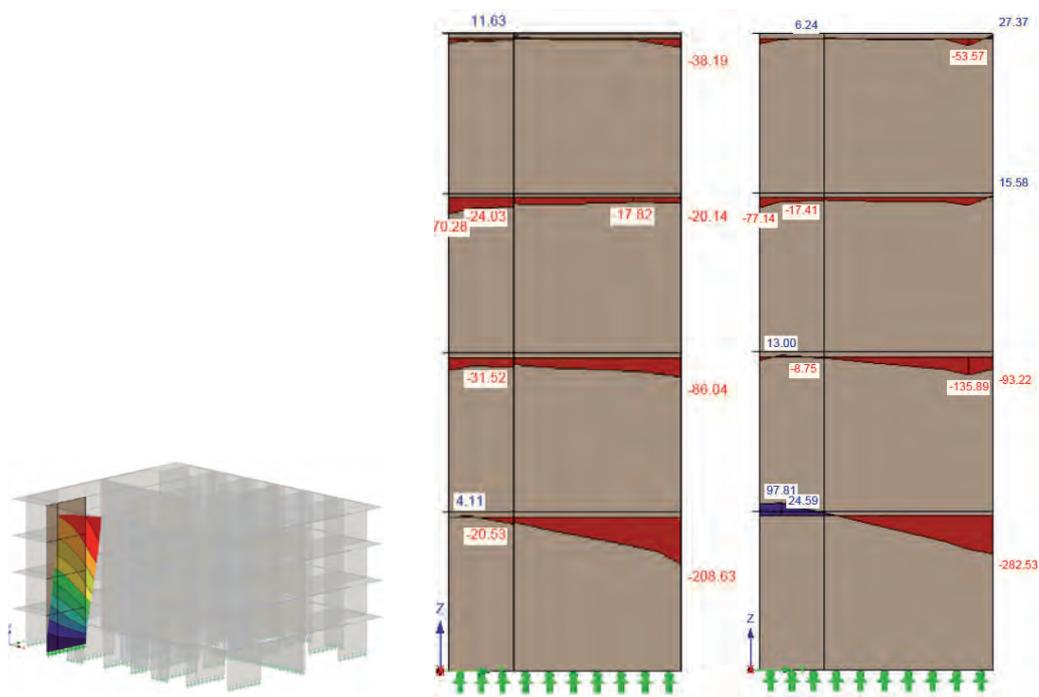
- die Weiterentwicklung von Wand und Deckensystemen im Holzbau einschließlich deren Verankerung zur Optimierung des Last-Verformungsverhaltens unter zyklischen Lasten,
- ein besseres Verständnis der Wechselwirkungen zwischen verschiedenen Strukturelementen während eines Erdbebens,
- die Entwicklung fortschrittlicher Berechnungsansätze für mehrgeschossige Holzbauten einschließlich der Methoden zur Ermittlung der Beanspruchung einzelner Wand- und Deckenelemente im Gesamtsystem,
- die Verbesserung der aktuellen Regeln der Technik.

Dazu wurden folgende Arbeitspakete definiert:

- Identifikation typischer Beanspruchungskombinationen von Wand- und Deckenelementen unter seismischen Einwirkungen für mehrgeschossige Holzbauten durch dreidimensionale Modellierung von Referenzbauten (siehe Abb. 4.1),
- Experimentelle Untersuchungen von Decken- und Wandelementen einschließlich der Verankerung und der Verbindungsdetails,
- Entwicklung von numerischen und analytischen Modellen, die die grundlegenden mechanischen Eigenschaften von leichten und massiven Decken- bzw. Wandelementen einschließlich der Verankerung und der Verbindungen beschreiben,
- Entwicklung von numerischen und analytischen Modellen, um das Zusammenwirken von Decken- und Wandscheiben innerhalb eines Gebäudes bei Erdbebenanregung zuverlässig beschreiben zu können.

Die experimentellen Untersuchungen umfassen:

- ca. 90 Versuche mit Verbindungsmiteleinheiten und Verankerungen,
- ca. 20 Versuche mit Wandelementen in Holzrahmenbauweise,
- ca. 15 Versuche mit Wandelementen aus Brettsperrholz,
- ca. 10 Versuche mit rahmenartigen Tragwerken,
- ca. 10 Versuche mit Deckenelementen.



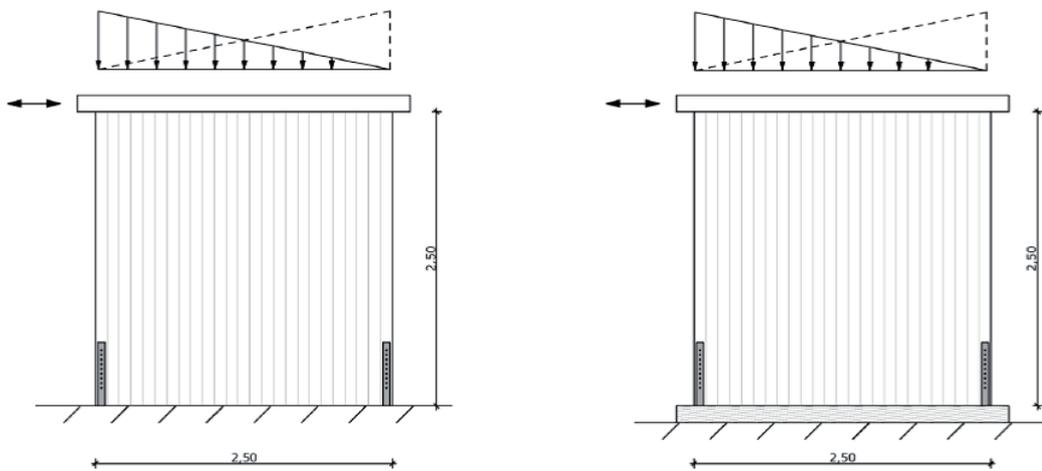
**Abb. 4.1:** Beispielhafte Berechnungsergebnisse mit (links) und ohne (rechts) Treppenhaukern aus Stahlbeton

Die wesentlichen Versuchsparameter sind:

- die Art und Weise der Beplankung: ein- und zweiseitig, OSB- und Gipsfaserplatten unterschiedlicher Dicke,
- die Art und Weise der Verankerung der Wandelemente und der Verankerungsgrund (Stahlbeton, Holz),
- das Verhältnis von vertikaler und horizontaler Belastung sowie die Lage der Resultierenden der vertikalen Last (siehe Abb. 4.2),
- das Lastprotokoll, d.h. die Anzahl der Zyklen und die Laststufen.

OPTIMBER-QUAKE ist ein über CORNET gefördertes transnationales Projekt. Das heißt, dass das Projekt nicht über die Europäische Union (EU), sondern direkt durch die beteiligten Länder finanziert wird. Der deutsche Part wird mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Industrie (BMWI) über die Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) gefördert. Der Belgische Part über den Service Public de Wallonie, SPW - Belgium.

Die Projektpartner sind der Internationale Verein für technische Holzfragen, IVTH Braunschweig und das Belgische Bauforschungsinstitut BBRI in Brüssel. Die Forschungsgesamtleitung obliegt Prof. Dr. Werner Seim, Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau der Universität Kassel. Darüber hinaus besteht eine enge Kooperation mit Prof. Massimo Fragiaco, Italien im Rahmen einer Unterbeauftragung.



**Abb. 4.2:** Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für Wandelemente aus Brettsper Holz

## 5 Literatur

- [1] DIN EN 1998-1: EC 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Dezember 2010.
- [2] DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang zum EC 8. Januar 2011.
- [3] Seim W., Kratzer K., Pfeiffer U., Nowotny H.: Die Linachtalsperre bei Vöhrenbach im Schwarzwald - Nachweis der Erdbebensicherheit. Bauingenieur, Heft 2, 2006.
- [4] Priestley, M.; Myths and fallacies in earthquake engineering. Bulletin NZSEE, 1993. S. 329-341.
- [5] Seim W.; Erdbebensicherheit von Holzrahmenkonstruktionen - zwei unterschiedliche Nachweiskonzepte. Bauingenieur, Heft 5, 2009.
- [6] Mi, H.; Ni, C.; Chui, Y.; Karacabeyli, E.: Racking Performance of Tall Unblocked Shear Walls. J. Str. Eng. 2006, S. 145 - 152.
- [7] FPInnovations: CLT-Handbook. 2011.
- [8] Fehling, E.; Stürz, J.: ESECMaSE - Deliverable D7.1a, Test results on the behavior of masonry under static cyclic in plane lateral loads, Universität Kassel, Juli 2007.
- [9] Cecotti, A.: New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: the XLAM case. Structural Engineering International. 2008. S. 156 - 165.

# F Erdbebenforschung, Entwicklung und Nachweisführung im Schweizer Holzbau

T. Wenk

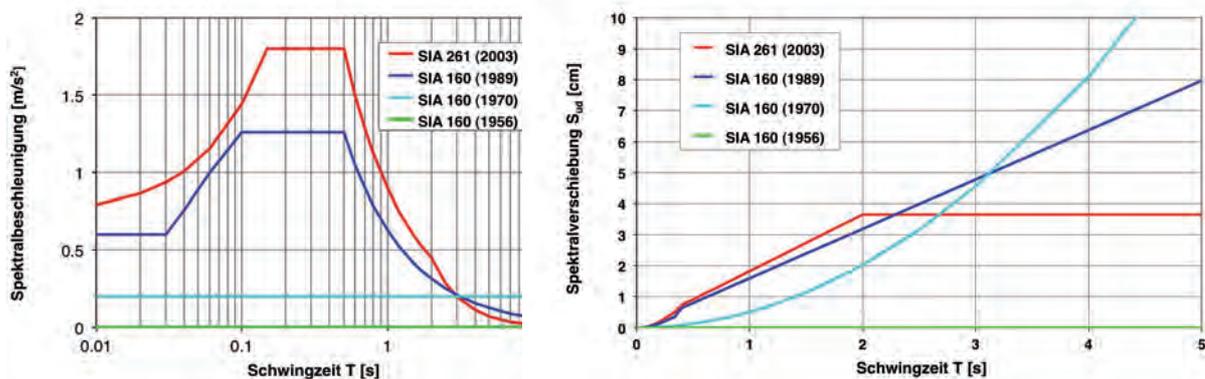


	Dr. sc. techn. dipl. Bau-Ing. ETH Thomas Wenk
1975	Diplom   ETH Lausanne
1977	Master of Science in Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania
1977-1987	Ingenieurpraxis in Brücken-, Hoch- und Leichtbau in Basel und Zürich
1987-2000	Oberassistent von Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich
seit 1990	Schweizer Delegierter im CEN/TC250/SC8 (Eurocode 8) Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
seit 1992	Lehrbeauftragter der ETH Zürich für Erdbebensicherung von Bauwerken
2000	Doktorat am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich
seit 2001	Beratender Ingenieur in Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik in Zürich
seit 2004	Präsident der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB)

## 1 Einleitung

In der Schweiz sind in den letzten Jahrzehnten mit jeder neuen Generation von Tragwerksnormen die Erdbebenbestimmungen gegenüber früher wesentlich verschärft worden. Die heute gültigen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 brachten Anfang 2003 eine Anhebung der Erdbebenbestimmungen auf das Niveau des Eurocodes 8 (2004). Im allgemeinen ist heute das Erdbeben die massgebende horizontale Einwirkung bei Neubauten und für ältere, gemäss früheren Normen bemessene Gebäude, kann der Nachweis der Erdbebensicherheit nach heutigen Tragwerksnormen oft nicht erbracht werden.

Mit der Lockerung der Brandschutzvorschriften in den letzten Jahren konnte der Holzbau in den Bereich mehrgeschossiger Bauten vordringen, so dass die Frage der Erdbebensicherheit eine grössere Bedeutung erhält. Die erwähnte Verschärfung der Erdbebenbestimmungen ist im wesentlichen auf die maximalen Erdbebenbeschleunigungen und Erdbebenkräfte im mittleren Schwingzeitenbereich beschränkt (Abb. 1.1, links). Wird die Erdbebeneinwirkung verformungsbasiert betrachtet, so ist der Anstieg moderat und für flexible Bauten mit relativ langen Grundschnitzzeiten erfolgte sogar ein Rückgang (Abb. 1.1, rechts). Für mehrgeschossige Holzbauten ist diese Entwicklung der Erdbebeneinwirkung eine Chance, die es erdbebengerecht zu nutzen gilt. Wenn nämlich die inhärente Flexibilität von Holzkonstruktionen konstruktiv korrekt umgesetzt wird, können mehrgeschossige Gebäude die Erdbebenkräfte ohne Mehrkosten aufnehmen. Meist wird dann der Wind die massgebende horizontale Einwirkung für die Bemessung des Tragwerks.

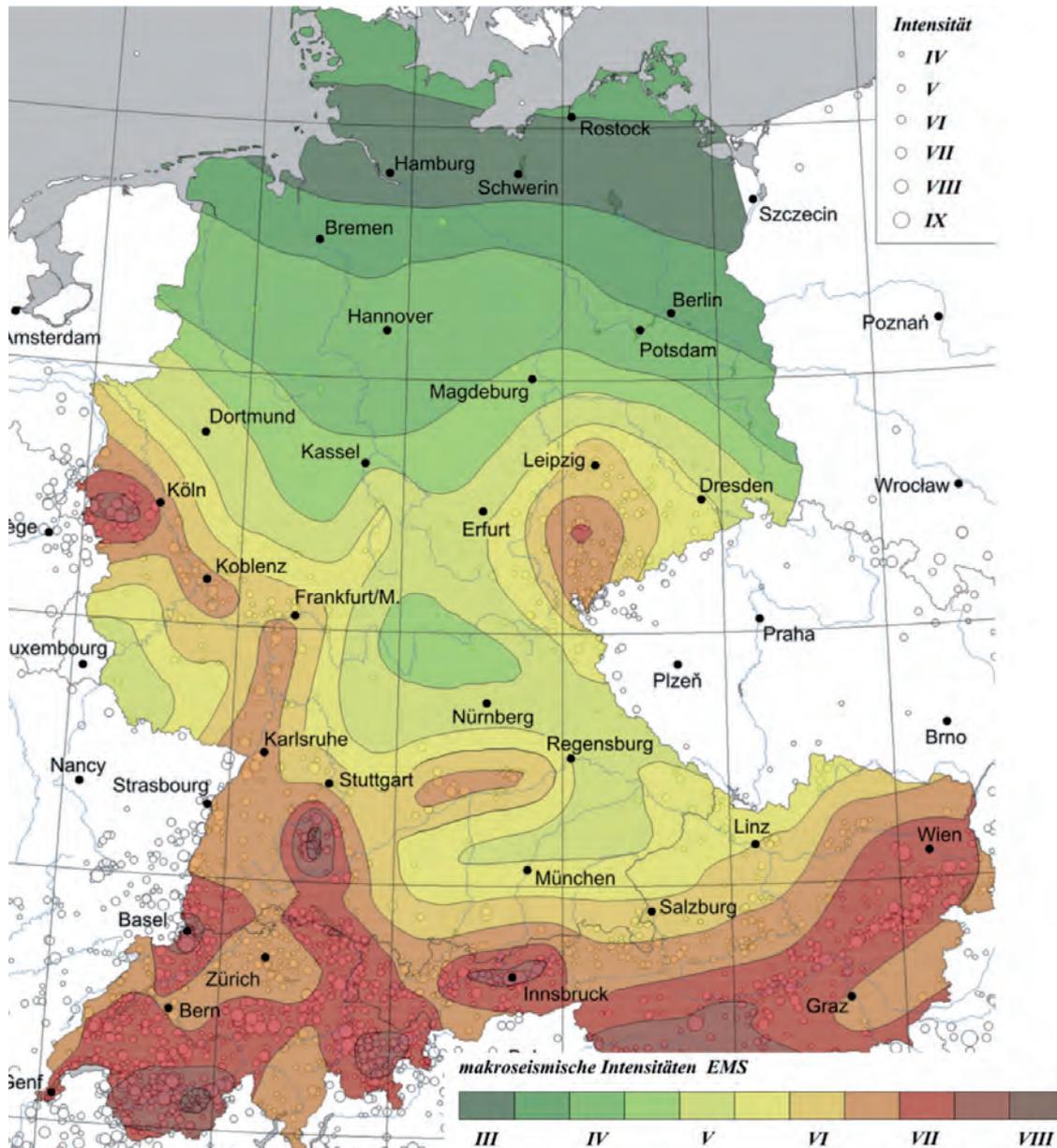


**Abb. 1.1:** Entwicklung der Antwortspektren der Beschleunigung (links) und der Verschiebung (rechts) nach SIA-Erdbebennormengenerationen von 1956, 1970, 1989 und 2003 dargestellt für die niedrigste Erdbebenzone Z1 in der Schweiz, für Baugrundklasse B und Bauwerksklasse I.

Die Erdbebengefährdung der drei D-A-CH-Länder Deutschland, Österreich und Schweiz ist ähnlich. Sie liegt im internationalen Vergleich im Bereich der niedrigen bis mittleren Seismizität. Die letzte gemeinsame D-A-CH-Erdbebengefährdungskarte von Grünthal et al. (1998) datiert aus dem Jahre 1998 (Abb. 1.2). Sie zeigt die mit einer Wiederkehrperiode von 500 Jahren die zu erwartende Intensität auf der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS-98). Auf dieser Wiederkehrperiode basieren die Bemessungswerte der Erdbebeneinwirkung für normale Gebäude (Bedeutungsbeiwert = 1,0). Sie entspricht einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren.

In allen drei D-A-CH-Ländern wird der gleiche Maximalwert von Intensität VIII erreicht (Abb. 1.2). Die Umsetzung der gleichen Intensitätswerte in die maßgebenden Bodenbewegungsgrößen in den nationalen Erdbebennormen erfolgt unterschiedlich, wobei Deutschland generell niedrigere Werte aufweist im Vergleich zur Schweiz oder Österreich.

Trotzdem sind die Erdbebeneinwirkungsgrößen der drei Länder auf einem vergleichbaren Niveau und folglich lassen sich die Erkenntnisse bezüglich erdbebengerechtem Entwurf und Konstruktion von Holzbauten in der Schweiz auf die anderen beiden D-A-CH-Länder übertragen.



**Abb. 1.2:** Gemeinsame D-A-CH-Erdbebengefährdungskarte aus dem Jahre 1998 mit der EMS-98-Intensität für eine Wiederkehrperiode von 500 Jahren (Grünthal et al. 1998).

## 2 Forschung

Die Forschungsarbeiten zum Erdbebenverhalten von Holzbauten waren in der Schweiz wie im übrigen Europa auf experimentelle Untersuchungen fokussiert, die jeweils kraftbasiert mittels eines so genannten Verhaltensbeiwerts interpretiert wurden (Brunner et. al. 2011). Am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich untersuchten Steurer & Fuhrmann (2009) das zyklisch-statische Verhalten von Steko-Wandbauteilen. Gefunden wurde ein zyklisches Horizontalkraft-Horizontalverschiebungs-Verhalten mit stark eingeschnürten Hysteresekurven und nur geringfügiger Energiedissipation. Dieses Verhalten ist typisch für eine zyklische Kippbewegung ("Rocking") der Holzwand auf dem Fundament. Ebenfalls am IBK untersuchten Frangi & Fontana (2011) an Versuchskörpern im Massstab 1:1 das Trag- und Verformungsverhalten von vorgespannten Träger-Stützen-Knotenanschlüssen aus Brettschichtholz mit lokaler Verstärkung aus Hartholz unter zyklisch-statischer Beanspruchung. Diese Rahmenknoten sollen im Versuch eine hohe Biegesteifigkeit zusammen mit einer großen Rotationsduktilität gezeigt haben.

Die Holzforschung an der Hochschule für Technik und Architektur in Yverdon-les-Bains (Heig-VD) ist primär auf das Erdbebenverhalten von Verbindungen fokussiert (Bernasconi 2007 & 2009). An der Hochschule für Technik und Architektur in Fribourg wurden von Grisanti et al. (2009) statisch-zyklische Versuche an Holzwänden durchgeführt, um den Verhaltensbeiwert für die kraftbasierte Erdbebenbemessung zu bestimmen.

Eine Konzeptstudie von Brunner et al. (2011) klärt das Potential zum Einsatz von Holzbauteilen zur Erdbebenertüchtigung von Mauerwerksbauten. Dabei geht es primär um die Verstärkung von Holzbalkendecken und die Verbesserung der Verankerung von Mauerwerkswänden quer zur Wandebene in bestehenden Mauerwerksbauten. Im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms NFP66 "Resource Holz" des Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung (SNF) schlägt Steiger et al. (2011) die Entwicklung eines visionären mehrgeschossigen Gebäudes mit einem Tragwerk nur aus Holzbauteilen vor (Abb. 3.3). In einem geplanten Forschungsprojekt soll das erforderliche verformungsbasierte Berechnungs- und Bemessungskonzept für die horizontalen Einwirkungen Erdbeben und Wind aufbauend auf experimentellen Untersuchungen von typischen Holzbauteilen und Verbindungen des visionären Gebäudes erarbeitet werden.

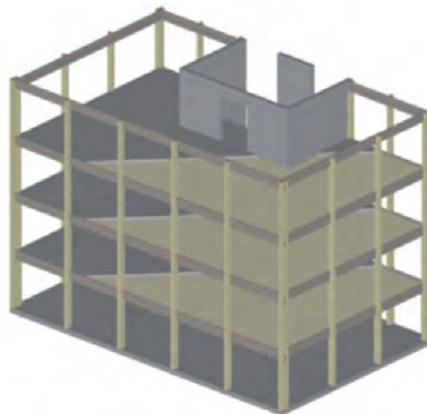
## 3 Entwicklung

Zur Zeit werden mehrgeschossige Holzbauten in der Schweiz meist in Verbundbauweise mit Stahlbeton erstellt. Die Beanspruchungen aus den horizontalen Einwirkungen Erdbeben und Wind werden vollständig von Stahlbetontragwänden übernommen, während die Holzbauteile nur vertikale Lasten übernehmen. Abb. 3.1 zeigt als Beispiel ein viergeschossiges Wohngebäude der sich zur Zeit im Bau befindlichen Überbauung Grünmatt in Zürich. Das Aussteifungssystem in Gebäudequerrichtung besteht aus dem mächtigen Lift- und Treppenhauskern aus Stahlbeton sowie den beiden Giebfassadenwänden aus Stahlbeton. In Gebäudelängsrichtung wird das Gebäude durch den Lift- und Treppenhauskern ausgesteift. Die horizontale Steifigkeit des Gebäudes ist groß und dementsprechend sind auch die horizontalen Erdbebenkräfte bereits in der niedrigsten Erdbebenzone Z1 sehr groß, die über die Stahlbetonwände in das Untergeschoss und anschließend in die Foundation bis in den Baugrund abgetragen werden müssen.



**Abb. 3.1:** Viergeschossiges Wohngebäude in Holz-Stahlbetonverbundbauweise in der Überbauung Grünmatt in Zürich.

Oft liegt der Treppenhauuskern aus Stahlbeton im Grundriss exzentrisch und erfährt unter Erdbebeneinwirkung eine ungünstige Torsionsbeanspruchung, die zu zusätzlichen Beanspruchungen vor allem in den vom Kern am weitesten entfernten Holzbauteilen führt (Abb. 3.2). Ferner kompliziert die Mischbauweise Holz-Stahlbeton den Bauablauf. Sie bedingt u.a. Toleranzprobleme beim nachträglichen Einbau der Holzbauteile zwischen die bereits errichteten Stahlbetonwände (Steiger et al. 2011). Wesentlich einfacher wäre es, das ganze Gebäude aus Holz zu erstellen, doch müssten dann die Erdbeben- und Windkräfte voll von den Holzbauteilen übernommen werden.



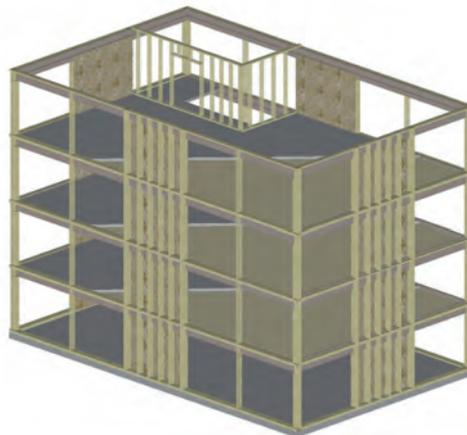
**Abb. 3.2:** Viergeschossiges Wohngebäude in Holz-Stahlbetonverbundbauweise mit exzentrischem Treppenhauuskern aus Stahlbeton. Die inneren Schwerelaststützen sind nicht gezeichnet (Brunner et al. 2010).

In Zukunft wird auch das horizontale Aussteifungssystem eines mehrgeschossigen Gebäudes aus Holzbauteilen bestehen. Die Vision des Gebäudeentwurfs von Steiger et al. (2011) sieht wenige schlanke Tragwände in Holzrahmenbauweise in den Fassaden als horizontales Aussteifungssystem vor. Im Minimum genügt je eine Tragwand pro Fassade (Abb. 3.3). Die Tragwände sind auf der Decke des oder der Untergeschosse aus Stahlbeton verankert und laufen durchgehend bis zum obersten Geschoss. Das Layout der Tragwände respektiert die erdbebengerechten Entwurfsregeln bezüglich Regularität im Grundriss und im Aufriss des Gebäudes (Wenk 2011). Entscheidend ist die Optimierung der horizontalen Steifigkeit des Gebäudes auf Erdbeben- und Windbeanspruchung. Es darf weder zu steif noch zu weich sein. Da das Gebäude relativ flexibel ausgelegt wird, übernimmt es einen wesentlichen Teil des Verformungsbedarfs infolge Erdbebeneinwirkung bereits durch sein elastisches Verformungsvermögen, so dass der Duktilitätsbedarf gering bleibt. Dies erlaubt die Verwendung von kostengünstigen Verbindungen.

Das Treppenhaus wird aus nicht tragenden Holzbauteilen erstellt, so dass es die Regularität im Grundriss des Gebäudes nicht beeinträchtigt (Abb. 3.3). Die Geschossdecken sind aus Holz oder Holz-Beton-Verbund.

Ein weiterer Vorteil des Gebäudes ist, dass nur wenige Tragwände in den Fassadenwänden vorhanden sind. Dadurch entsteht eine grosse Nutzungsfreiheit bezüglich Anordnung von Innenwänden und Fenstern auch bei nachträglichen Änderungen. Alle Innenwände sind nicht tragend und werden so ausgelegt, dass sie den horizontalen Bewegungen des Tragwerks infolge Erdbeben und Wind folgen können.

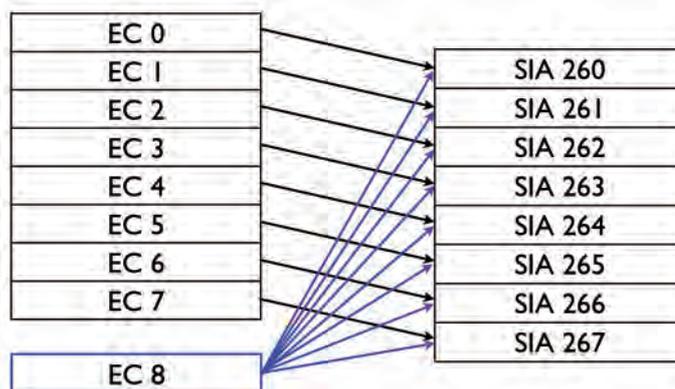
Insgesamt entsteht ein Gebäude mit einem einfachen, standardisierten Tragwerk, das die Wettbewerbsfähigkeit des Holzbaus bei mehrgeschossigen Gebäuden klar verbessert. Das Konzept des Tragwerks ist auf niedrige bis mittlere Seismizität ausgerichtet und ist folglich für alle drei D-A-CH-Länder geeignet.



**Abb. 3.3:** Vision eines viergeschossigen Wohngebäudes mit schlanke Tragwänden in Holzrahmenbauweise in den Fassaden sowie allen übrigen Bauteilen aus Holz. Die inneren Schwerelaststützen sind nicht gezeichnet (Steiger et al. 2011)

## 4 Nachweisführung

Die Erdbebenbestimmungen für die Nachweise der Erdbebensicherheit von Holzbauten in der Schweiz befinden sich in den Normen SIA 260 (2003) "Grundlagen der Projektierung von Tragwerken", SIA 261 (2003) "Einwirkungen auf Tragwerke" und SIA 265 (2003) "Holzbau". Im Gegensatz zu den europäischen Tragwerksnormen, in denen dem Erdbeben eine besondere Norm, der Eurocode 8 (1994), gewidmet ist, wurden in der Schweiz die Erdbebenbestimmungen, so knapp wie möglich formuliert und in die einzelnen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 integriert (Abb. 4.1). Nur mit dieser Integrationslösung war es möglich, der übergeordneten Zielsetzung bei der Normenerarbeitung gerecht zu werden, praxistaugliche und anwenderfreundliche Tragwerksnormen bereitzustellen (Wenk 2006). Die Grundlagen der Erdbebenbemessung befinden sich folglich in der Grundlagennorm SIA 260. Die Einwirkungsnorm SIA 261 umfasst die Erdbebeneinwirkung, die Einteilung in Bauwerksklassen, die konzeptionellen und konstruktiven Maßnahmen sowie die Tragwerksanalyse. Die baustoffspezifischen Regeln des Eurocodes 8 wurden in die entsprechenden Tragwerksnormen, d.h. für den Holzbau in die Norm SIA 265 (2003), eingearbeitet. Grundsätzlich ist auch die Anwendung der Eurocodes in der Schweiz möglich. Alle Eurocodes wurden vom SIA als Schweizer Normen auf Deutsch und Französisch publiziert. Die Tragwerksnormen SIA 260 bis SIA 267 gelten als so genannte "Non Contradictory Complementary Informations" (NCCI) zu den Eurocodes.



**Abb. 4.1:** Integration der Erdbebenbestimmungen des Eurocodes 8 in die Schweizer Tragwerksnormen SIA 260 bis SIA 267 (2003).

Es ist unbestritten, dass die Nachweisführung für die Bemessungssituation Erdbeben anspruchsvoller und aufwendiger geworden ist. Als Antwort darauf publizierte die Lignum die umfassende Dokumentation "Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten", die dem Ingenieur einen systematischen Einstieg in die Erdbebenproblematik und Bemessungshilfen für die Planung von mehrgeschossigen Holzbauten bietet (Brunner et al. 2010). Der zentrale Teil dieser Publikation ist das Kapitel "Anwendungsbeispiel", in dem die einzelnen Entwurfs-, Berechnungs- und Bemessungsschritte bei einem viergeschossigen Holzbau exemplarisch dargestellt werden. Dabei handelt es sich um ein Wohnhaus auf mittleren Baugrundverhältnissen (Baugrundklasse C) in der höchsten Erdbebenzone Z3b der Schweiz. Für das Tragwerk wurde die höchste Duktilitätsklasse DCH gemäss Eurocode 8, bzw. Tragwerkstyp D gemäss SIA 265, gewählt. Die horizontale Steifigkeit des Tragwerks erwies sich als das entscheidende Bemessungskriterium. Die Wahl einer geeigneten Steifigkeit ist meist wichtiger als eine hohe Duktilität. Abgestimmt auf die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit bezüglich Wind wird ein einfaches Vorgehen für Entwurf und Vorbemessung vorgeschlagen.

Als Beispiel für die Bemessungshilfen der Dokumentation "Erdbeibengerechte mehrgeschossige Holzbauten" zeigt Abb. 4.2 einen Ausschnitt aus einer Tabelle für die Zuordnung von Holztragwerken zu den vier Tragwerkstypen A, B, C und D für die Erdbeibenbemessung gemäss SIA 265 (2003). Jedem Tragwerkstyp entspricht ein Verhaltensbeiwert  $q$ . Die SIA-Tragwerksnormen unterscheiden zwischen duktilem und nicht duktilem Tragwerksverhalten.

Beim nicht duktilen Tragwerksverhalten erfolgt die Erdbeibenbemessung konventionell wie die Bemessung für Wind. Es müssen keine besonderen Bemessungsregeln beachtet werden. Der Verhaltensbeiwert beträgt  $q = 1,5$ . Er berücksichtigt in erster Linie die Überfestigkeit und nur wenig plastisches Verformungsvermögen.

Beim duktilen Tragwerksverhalten erfolgt die Erdbeibenbemessung nach der Methode der Kapazitätsbemessung. Dabei sind die plastifizierenden Bereiche im Tragwerk, d.h. im Holzbau die Verbindungen, so festzulegen, dass unter Erdbeibeneinwirkung ein geeigneter plastischer Mechanismus entsteht. Die plastifizierenden Bereiche sind konstruktiv für ein ausreichendes Verformungsvermögen unter zyklischer Beanspruchung zu gestalten und die übrigen Bereiche des Tragwerks sind vor einem vorzeitigen spröden Versagen zu schützen, wenn die plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit entwickeln. Beim duktilen Tragwerksverhalten darf ein höherer Verhaltensbeiwert  $q$  im Bereich von 2,0 bis 3,0 in Rechnung gestellt werden.

Tragwerkstyp	A	B	C	D	nicht duktilen Tragverhalten	duktilen Tragverhalten
Verhaltensbeiwert $q$	1,5	2,0	2,5	3,0		
③ <b>Beplankung</b> Beanspruchung: – Schub		nicht empfohlen			– Holzwerkstoffe – mineralische Platte	
④ <b>Verbindung Beplankung auf Rahmen</b> Beanspruchung: – Schubfluss					– geklebte Verbindungen – Wellennägel	– Klammern – schlanke Nägel – selbstbohrende Schrauben
⑤ <b>Rahmen</b> Beanspruchung: – Normalkraft					– Holzrahmenwerk	
⑥ <b>Elementstösse</b> – punktuell/linear Beanspruchung: – Schubfluss					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ( $D_s < 3$ )	– Klammern/Nägel – Stabdübel ( $D_s > 3$ ) – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen
⑨ <b>Verankerung</b> – punktuell/linear Beanspruchung: – Normalkraft – Querkraft					– geklebte Verbindungen – Einlass-/Einpressdübel – Bolzen – Stabdübel ( $D_s < 3$ )	– Stabdübel ( $D_s > 3$ ) – schlanke Nägel – Stahlteile mit Rillennägeln – selbstbohrende Schrauben – eingeklebte Stahlstangen

**Abb. 4.2:** Zuordnung der Tragwerkstypen A, B, C und D für die Erdbeibenbemessung einer Holzrahmenbauwand. Für duktilen Tragwerksverhalten geeignete Bauweisen sind blau hinterlegt; die übrigen sind gelb hinterlegt und müssen nach dem nicht duktilen Tragwerksverhalten bemessen werden (Brunner et al. 2010).

## 5 Literatur

Bernasconi, A. 2007: Fest verbunden, Festigkeit von eingeleimten Stahlstangen unter variabler Last. In Holzforschung Schweiz, 15. Jahrgang, Heft 1, Bulletin der Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung SAH, Zürich

Bernasconi, A. 2009: Aspekte des Tragverhaltens von eingeklebten Gewindestangen. In Proceedings of the Internationales Holzbau-Forum (IHF2009), D-Garmisch. 2. - 4. Dezember 2009, 12 p.

Brunner, R., Jung, P., Steiger, R., Wenk, T., Wirz N. 2010: Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten, Technische Dokumentation der Lignum, Zürich, 126 p.

Brunner, R., Jung, P., Steiger, R., Wenk, T., Wirz N. 2011: Erdbebenertüchtigung von Mauerwerksbauten mit Holzelementen, Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung, Bundesamt für Umwelt, Bern.

Eurocode 8, 2004: 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.

Frangi, A., Fontana M. 2011: Vorgespannte Holzkonstruktionen, Jahresbericht 2010, Departement Bau, Umwelt und Geomatik, ETH Zürich, 2 p.

Grisanti, M., Bernasconi, A., Suter, R. 2009: Résistance sismique de la construction en bois; essais statiques-cycliques sur des parois en ossature bois. L'industrie du bois, 87ème année, Nr. 11, novembre 2009. 4 p.

Grünthal, G., Mayer-Rosa, D., Lenhardt, W. 1998: Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten - Deutschland, Österreich, Schweiz. - Bautechnik, 75, 10, 753-767

SIA 260, 2003: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Schweizer Norm SN 505 260, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein Zürich, 44 p.

SIA 261, 2003: Einwirkung auf Tragwerke, Schweizer Norm SN 505 261, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein Zürich, 114 p.

SIA 265, 2003: Holzbau, Schweizer Norm SN 505 263, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein Zürich, 90 p.

Steurer, A., Fuhrmann, C. 2009: Verhalten unter Erdbebenbeanspruchung Trag- und Verformungsverhalten unter Normalkraft - zyklischer Schubkraft - Beanspruchung in Scheibenebene, Final Report, KTI - Project 3225.1, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, 300 p.

Steiger, R., Bernasconi, A., Beyer, K., Brunner, R., Jung, P., Wenk, T. 2011: Earthquake resistant timber systems for multi-storey buildings, Full-Proposal submitted to: Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung (SNF), Bern, 21 p.

Wenk T. 2006: Application of Eurocode 8 in Switzerland, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper No: 1399, Geneva, 6 p.

Wenk T. 2011: Erdbebensicherung von Bauwerken I, Folienkopien FS 2011, E-Collection ETH Zürich, <http://e-collection.library.ethz.ch/view/eth:3020>, Zürich, 306 p.



# G Verbindungstechnik in BSP bei monotoner und zyklischer Beanspruchung – Statusbericht TU Graz

G. Flatscher, G. Schickhofer



DI Georg Flatscher

- 2010 Abschluss des Masterstudiums konstruktiver Ingenieurbau an der TU Graz
- seit 2010 Universitätsassistent am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer

- 1990 Diplom | TU Graz
- 1994 Doktorat | TU Graz
- 1999 Habilitation | TU Graz | venia docendi 'Holzbau und Holztechnologie'
- 2002 Geschäftsführer und wissenschaftlicher Leiter der holz.bau forschung gmbh | Kompetenzzentrum für Holzbau und Holztechnologie
- 2004 Professor für Holzbau und Holztechnologie | TU Graz
- 2008 stellvertr. Dekan der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

## 1 Einleitung – Motivation

Auch wenn es subjektiv anders wahrgenommen wird, nimmt die Zahl der starken Erdbebenereignisse (Magnitude  $M \geq 7,0$ ) nicht zu [12], jedoch werden die Auswirkungen aufgrund der steigenden Bevölkerungs- und Bebauungsdichte in den betroffenen Gebieten immer größer. Dieser Umstand ist hinlänglich bekannt und schlägt sich in einer seit Jahrzehnten andauernden, intensiven Tätigkeit in allen Bereichen der Erdbebenforschung nieder.

Durch den verstärkten Einsatz der Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz (im Folgenden BSP) in erdbebengefährdeten Zonen, stellt sich nun auch hier die Frage, ob diese neue Bauweise die grundsätzlich guten Eigenschaften des Holzbaus bei zyklischer bzw. dynamischer Beanspruchung teilt. Untersuchungen hierzu wurden im Rahmen des Projektes „SOFIE“ von Prof. A. Ceccotti – IVALSA-CNR (Trees and Timber Institute - Italian National Research Council) – vorgenommen, welche der Bauweise in BSP ein durchaus positives Verhalten bei Erdbebenbeanspruchungen attestierte. Unter anderem wurde in diesem Projekt - zyklische Versuche an Wänden, ein pseudodynamischer Versuch an einem einzelnen Stockwerk und 1:1 „shaking-table“-Versuche an einem drei- und einem siebengeschossigen Gebäude - ein Verhaltensbeiwert (q-Faktor) von rund 3,0 für diese Bauweise ermittelt.

Das Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz beschäftigt sich seit rund 20 Jahren mit dem Material Brettsperrholz. Neben bereits etablierten Forschungsbereichen wie beispielsweise der Modellbildung und Produktionsoptimierung wurde nun mit den dynamischen Beanspruchungen ein weiterer Forschungszweig dem Themenfeld hinzugefügt.

Die Beweggründe für die „Erdbebenforschung“ im Bereich der Holz-Massivbauweise in BSP an der TU Graz sind vielfältig, können jedoch in drei Punkten umrissen werden.

- 1.) Durch die Einführung des europäischen Normenkonzepts (Eurocodes), wurden auch in Österreich die Erdbebennachweise relevant. In rund 20% des Bundesgebietes (dies entspricht den Erdbebenzonen 3 und 4) sind für Gebäude der Bedeutungskategorien III und IV (wichtige Gebäude) entsprechende Nachweise vermehrt erforderlich. Da jedoch die Holz-Massivbauweise in BSP in den einschlägigen Normen noch keine Berücksichtigung gefunden hat, besteht hier Handlungsbedarf.
- 2.) Österreich ist derzeit der weltweit größte Produzent und Exporteur von BSP. Einige der Hauptabsatzmärkte liegen in Ländern, welche regelmäßig von Erdbeben betroffen sind und in denen dementsprechend das „erdbebengerechte“ Konstruieren und Bauen einen hohen Stellenwert besitzt. Dadurch kann das Anbieten einer durchdachten Systemlösung (mechanisch und evtl. auch bauphysikalisch) als ein durchaus wettbewerbswirksamer Faktor angesehen werden. Auch bei der Einführung des Materials auf einem neuen Markt ist es von Vorteil, wenn den planenden Ingenieuren und Architekten das nötige „know how“ für diese Bauweise mitgeliefert werden kann.
- 3.) Die Verbindungstechnik für die Holz-Massivbauweise ist noch nicht ausgereift und besitzt Entwicklungspotential. Die derzeit verwendeten punktförmigen (‘0D’) Verbindungssysteme wie Winkel, Zuganker und Schrauben sind genaugenommen „Leihgaben“ aus der Holz-Leichtbauweise und werden den flächenhaften (‘2D’) Eigenschaften der Bauweise nicht ganz gerecht. Um die Möglichkeiten des Materials optimal nutzen zu können, muss - und wird - noch einige Entwicklungsarbeit in diesem Bereich erfolgen.

## 2 Überblick

Ziel der Forschungstätigkeiten am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz ist eine möglichst genaue Beschreibung der Holz-Massivbauweise unter zyklischer bzw. dynamischer Beanspruchung, um den Ingenieuren – speziell für unregelmäßige Bauwerke – eine zuverlässige Bemessungshilfe bieten zu können.

Zur Aufarbeitung der sehr umfangreichen Thematik wurde ausgehend von zwei Masterarbeiten ([4] und [5]) ein **3-Stufen-Plan** als Grundgerüst der (prüforientierten) Forschungstätigkeiten gewählt. Dieser Arbeitsplan umfasst die Teilgebiete 'Verbindungen', 'Wände' und 'Gebäude'. Parallel dazu werden für alle drei Teilbereiche Berechnungsmodelle erstellt, um das jeweilige Verhalten abbilden und untereinander vergleichen zu können.

### 2.1 Verbindungen

Da das Grundmaterial Holz ein (abgesehen vom Querdruck) linear elastisches Verhalten mit starker Tendenz zum Sprödbruch aufweist, müssen die eingesetzten ingenieurmäßigen Verbindungen die Duktilität sicherstellen. Im Holz-Leicht- bzw. Holz-Rahmenbau wird dies hauptsächlich über die Vernagelung der aussteifenden Scheiben (z.B. OSB-Platten) mit der Rahmenkonstruktion realisiert, wodurch es dementsprechend viele kleine Fließpunkte gibt. Im Gegensatz dazu reduzieren sich die duktilen Bereiche im Holz-Massivbau mit BSP auf die Fügepunkte zwischen den einzelnen Bauteilen (Wand|Wand-, Wand|Decke- und Wand|Fundament-Fugen; siehe Abb. 2.1).

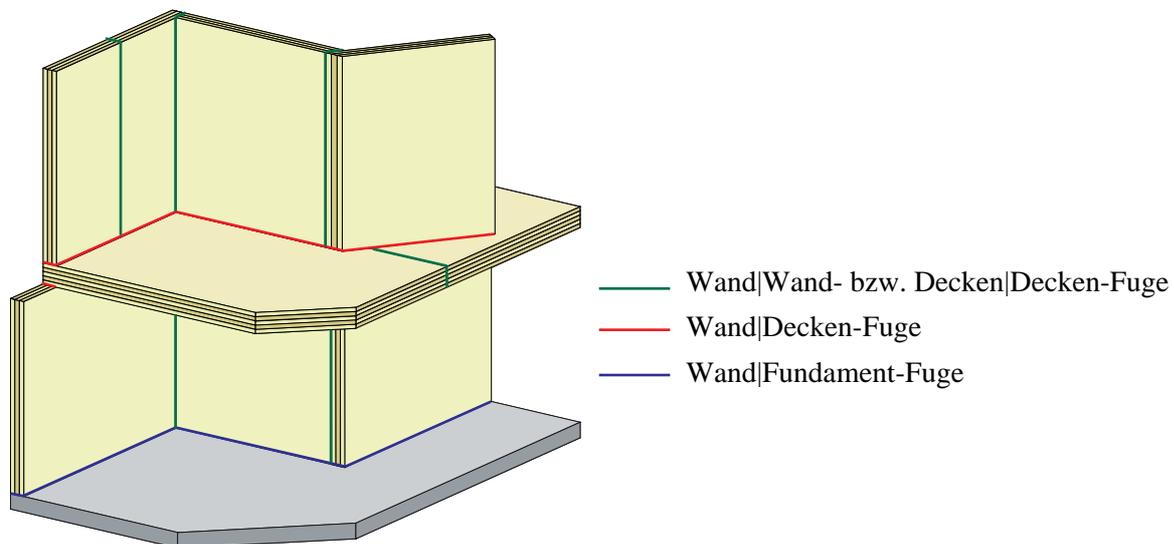


Abb. 2.1: Kontaktfugen in der Holz-Massivbauweise mit BSP

Ein Vorteil dabei ist, dass die tragenden BSP-Elemente - bei richtiger Konstruktion - auch bei hoher Beanspruchung des Bauwerks weitestgehend unbeschädigt bleiben. D.h. im Fall eines Erdbebens müssen zur Sanierung „nur“ die Verbindungen überprüft und gegebenenfalls ausgetauscht bzw. versetzt werden. Die Tragfähigkeit der Wände und Decken für sich bleibt hingegen für gewöhnlich erhalten.

Der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau muss dementsprechend ein hoher Stellenwert eingeräumt werden.

## 2.2 Wände

Nach Erarbeitung der Verbindungen soll das Verhalten des gesamten Wandsystems untersucht werden. Dies inkludiert die Gruppenwirkung der einzelnen Verbindungen gleichermaßen wie die Schub- und Biegeverformungen der Wand. Weiters sind auch die Unterschiede in den Kontaktfugen Wand|Decke bzw. Wand|Fundament zu berücksichtigen. Ein weiterer Punkt, welcher in diesem Zusammenhang zu klären ist, sind die Wandöffnungen und deren Auswirkung auf das Verformungsverhalten und die Steifigkeit der Wand. Erste Untersuchungen hierzu wurden bereits von B. Dujic [7] durchgeführt.

## 2.3 Gebäude

Das Zusammenspiel der einzelnen, oben beschriebenen, Komponenten in einem System (→ Gebäude) soll in diesem Projektschritt untersucht werden.

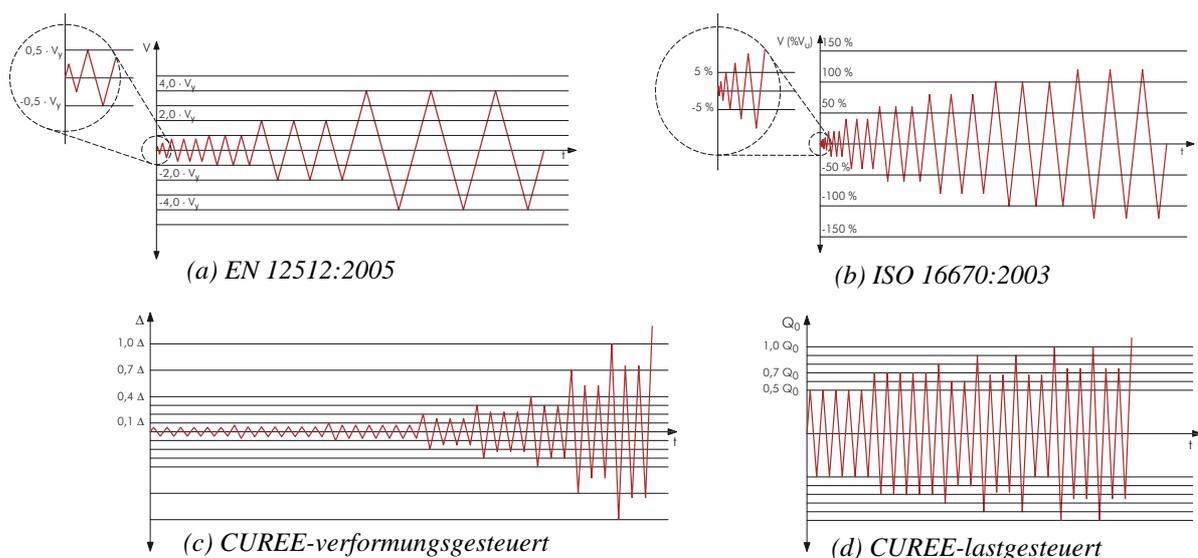
Zum einen werden umfangreiche Simulationen mit den in den vorigen Schritten ermittelten Daten durchgeführt und zum anderen sind auch „shaking-table“-Versuche im Rahmen des EU-Projektes SERIES geplant. Diese dienen vor allem der Überprüfung bzw. Kalibrierung der angesetzten Modelle.

# 3 Bearbeitete Teilbereiche

Im Folgenden wird auf die im Rahmen des COMET-Projekts „reinforce connection“ untersuchten Teilbereiche der Verbindungstechnik näher eingegangen. Neben der zusammenfassenden Darstellung der normativen Besonderheiten, werden auch die Prüfkfigurationen, Problemstellungen und erste Ergebnisse aus den bereits durchgeführten Prüfungen präsentiert.

## 3.1 Besonderheiten der Prüfnormen

In [4] wurden die für Europa vermutlich relevantesten Normen - die EN 12512:2005 [2] (im Folgenden EN 12512) und die ISO 16670:2003 [1] (im Folgenden ISO 16670) - miteinander verglichen.



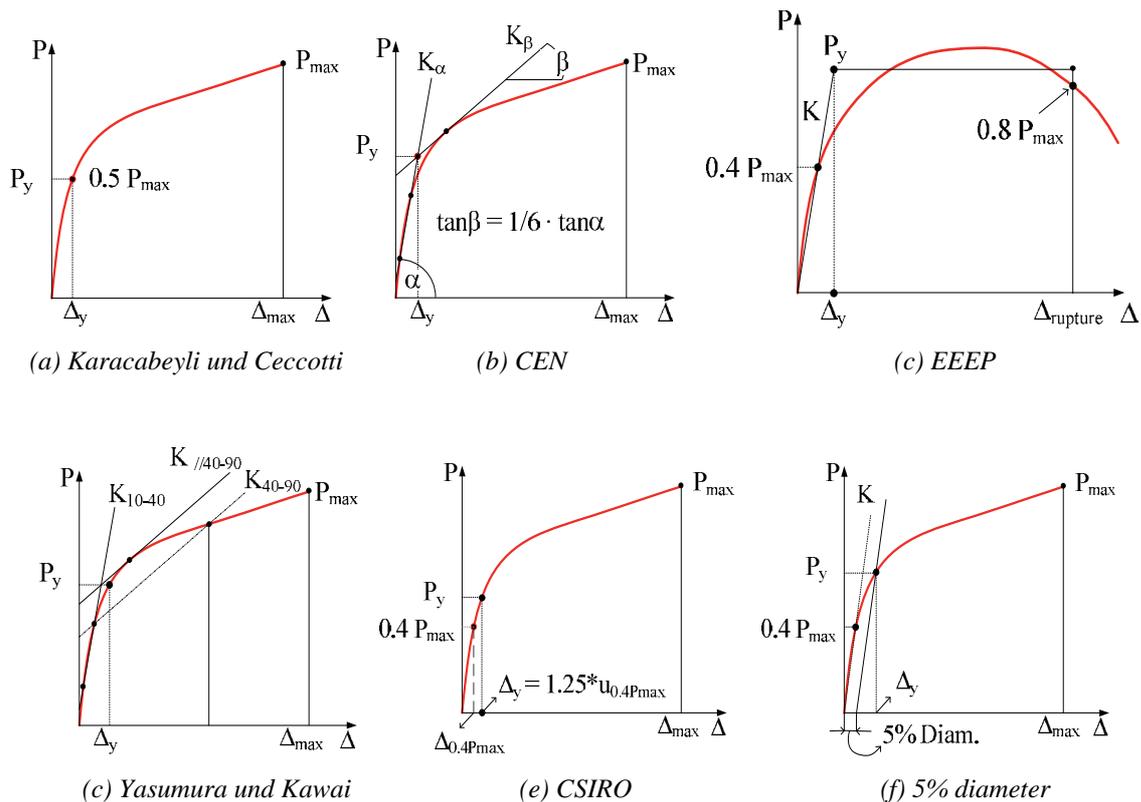
**Abb. 3.1:** Prüfprotokolle aus EN 12512 [2], ISO 16670:2003 [1] und CUREE [6]

Ebenfalls in den Vergleich mit einbezogen wurde das auf dem Forschungsprojekt CUREE [6] basierende Prüfprozedere, welches in Europa jedoch selten zum Einsatz kommt. Die wesentlichsten Belastungsprotokolle (engl: loading protocol) zu den in [4] untersuchten Prüfnormen sind in Abb. 3.1 dargestellt.

Im Folgenden sollen die maßgebenden Unterschiede zwischen den Prüfnormen ISO 16670 und EN 12512 kurz beschrieben werden (die Prüfprotokolle aus CUREE wurden bei den Versuchen zu diesem Projekt nicht berücksichtigt).

### 3.1.1 Eingangsparameter

Der wichtigste Eingangsparameter für zyklische Versuche ist in der Regel eine Grundverformung, auf welche das Prüfprotokoll aufbaut. In der EN 12512 wird hierfür die Fließverformung eingesetzt und in der ISO 16670 (wie auch im CUREE-Protokoll) wird die Bruchverformung für die Definition der Zyklen herangezogen. Da jedoch die Definition der Bruchverformung international zwar mehr oder weniger ident ist (Verformung bei Bruch oder Verformung bei 80% der Maximallast bzw. in einigen Fällen bei Erreichen einer Verformungsobergrenze), hingegen die Fließverformung mehrere Definitionen besitzt (siehe Abb. 3.2), ist dieser Umstand kritisch zu betrachten.



**Abb. 3.2:** Unterschiedliche Definitionen der Fließverformung [9]  
 zu (c): EEEP - Equivalent Energy Elastic-Plastic  
 zu (e): CSIRO - Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation  
 zu (f): 'diameter' bezieht sich auf den Verbindungsmitteldurchmesser – wird für Einzelversuche mit Verbindungsmitteln verwendet

### 3.1.2 Prüfgeschwindigkeit

Grundsätzlich finden bei den zyklischen Untersuchungen sowohl die verformungs-, die kraft- als auch die frequenzgesteuerten Prüfungen ihre Anwendung. Hauptsächlich werden jedoch die verformungsgesteuerten Verfahren bevorzugt. Dies gilt sowohl für die EN 12512 als auch die ISO 16670. Wird jedoch die Prüfgeschwindigkeit in der EN 12512 mit 0,02 mm/s bis 0,2 mm/s begrenzt, so legt die ISO 16670 die Prüfgeschwindigkeit zwischen 0,1 mm/s und 10,0 mm/s fest. Vergleicht man nun die minimale und die maximale Prüfgeschwindigkeit miteinander, so ergibt sich ein Faktor von 500! Plakativer ausgedrückt bedeutet dies, dass ein und dieselbe Prüfung zwischen einer Minute und ca. achteinhalb Stunden dauern würde. Auch wenn man von den voneinander abweichenden Ergebnissen der unterschiedlichen Prüfgeschwindigkeiten absieht, so ist allein aufgrund von wirtschaftlichen Überlegungen bezüglich der zu wählenden Prüfgeschwindigkeit eine Entscheidung zu treffen.

### 3.1.3 Weitere Unterschiede und Besonderheiten

Weitere Unterschiede zeigen sich in Anzahl und Amplitude der Zyklen. Auch ist in der EN 12512 im Gegensatz zur ISO 16670 die Ermittlung der Bruchverformung aus den monotonen Prüfungen zusätzlich (wie oben beschrieben) mit einer Verformungsobergrenze von 30 mm behaftet. Diese Regelung führt bei gewissen Prüfkonfigurationen jedoch dazu, dass das Verformungspotential nicht vollständig erfasst werden kann. Beispielsweise konnten bei den bereits durchgeführten Prüfungen, Verformungen von bis zu 40 mm gemessen werden ohne einen nennenswerten Abfall der Tragfähigkeit zu beobachten (siehe Abb. 3.3).

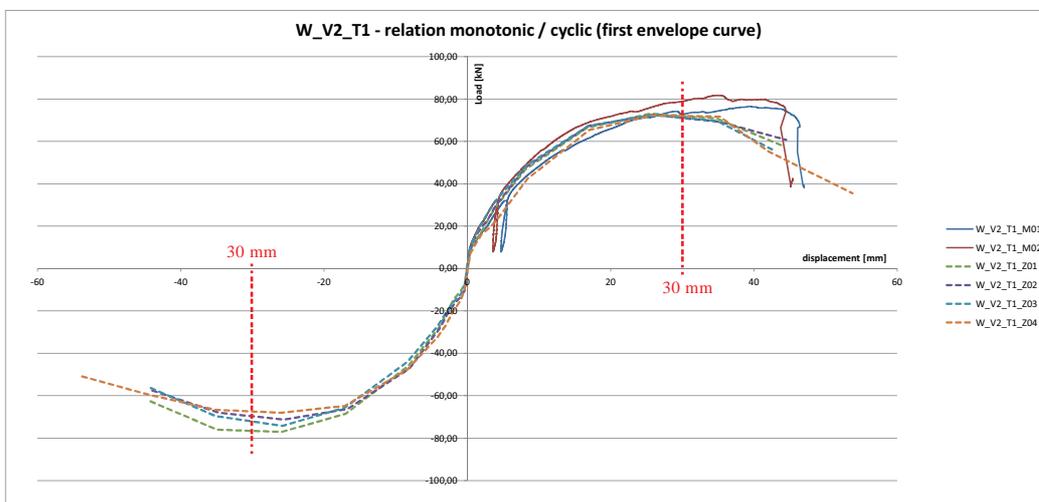


Abb. 3.3: Verformungsgrenze 30 mm

Ebenfalls anzusprechen ist die in der EN 12512 angegebene Ermittlung des äquivalenten Dämpfungsverhältnisses  $v_{eq}$ . Dieses ist dort über die Energiedissipation eines Halbzyklus definiert (siehe Abb. 3.4). In [4] wird diese Formel hergeleitet und dabei gezeigt, dass sie nur zutrifft, wenn der Hystereseverlauf im dritten und vierten Quadranten gleich dem im ersten und zweiten Quadranten ist. Wird jedoch z.B. ein Zuganker geprüft, degeneriert die Hysteresekurve im negativen Lastbereich (Druck) zu einer Linie  $\rightarrow E_d \approx 0$ . Wird nun die Formel aus der Norm zur Ermittlung von  $v_{eq}$  ohne Adaption verwendet, wird die Dämpfung um das Doppelte überschätzt.

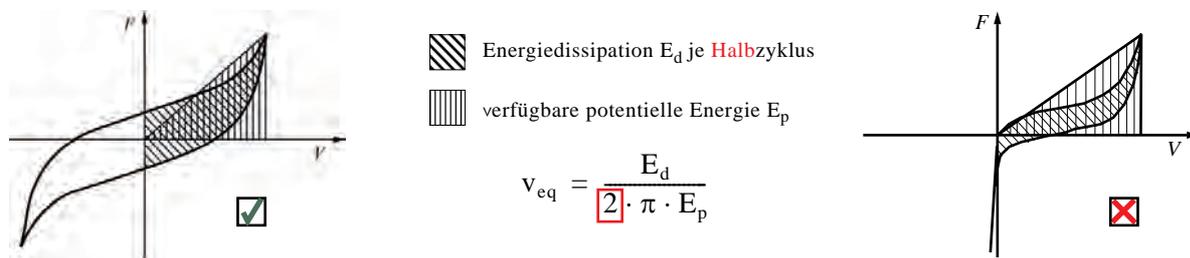


Abb. 3.4: Definition der äquivalenten Dämpfung nach [2]

Da weiters keine der prüftechnisch ermittelten Hysteresekurven genau symmetrisch ist und die Ermittlung der gesamten dissipierten Energie keinen Mehraufwand in Bezug auf die Ermittlung der Energiedissipation je Halbzyklus bedeutet, wird im derzeit bearbeiteten Projekt die Energiedissipation in folgender Form ermittelt:

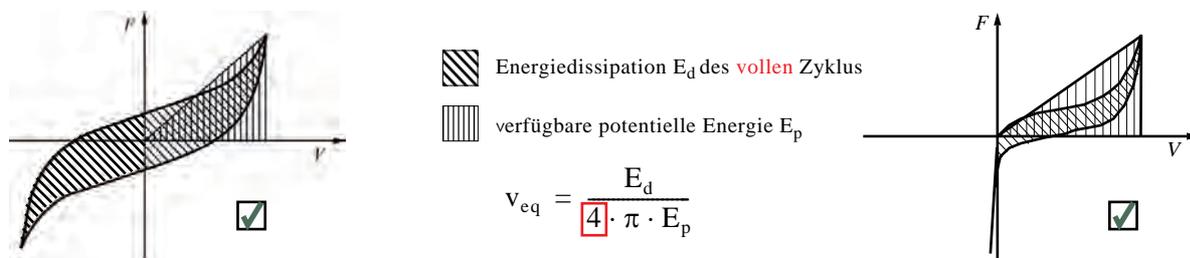


Abb. 3.5: Alternative Ermittlung der äquivalenten Dämpfung

Abschließend soll hier noch angemerkt werden, dass eine einheitliche und möglichst klar geregelte Prüfnorm für zyklische Versuche in den Augen der Verfasser, besonders im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Ergebnisse, sinnvoll wäre.

### 3.2 Versuchsplan

Unter Berücksichtigung der oben kurz umrissenen Gegebenheiten im Normensektor, entschied man sich als Basis für die geplanten Prüfungen die Normen

- EN 26891:1991 [3] für die monotonen und
- ISO 16670 für die zyklischen Prüfungen anzuwenden.

Um jedoch auch die Vergleichbarkeit mit anderen Forschungseinrichtungen sicherzustellen und weiters eine Größenordnung für den Einfluss der unterschiedlichen Prüfnormen auf das Versuchsergebnis zu erhalten, wurde ein Teil der Prüfungen für Untersuchungen nach der EN 12512 vorgesehen. Hierbei bleibt jedoch die Prüfkongfiguration unverändert. Um unter Einhaltung der hier beschriebenen Eckdaten eine angemessene Datenbasis erstellen zu können, wurde ein umfangreiches Prüfprogramm zusammengestellt, welches schlussendlich über 300 Einzelversuche umfasst.

In weiterer Folge sollen nun einzelne Parameter des Prüfprogramms beschrieben werden.

### 3.2.1 Bezeichnung der Prüfkörper

Zum besseren Verständnis der folgenden Ausführungen soll zunächst noch auf die Bezeichnungsstruktur der Prüfkörper eingegangen werden. Diese ist in vier Teilsegmente gegliedert, wobei den einzelnen Teilen folgender Informationsgehalt zugrunde liegt:

W	Vx	Tx	Mxx
1	2	3	4

- 1 ..... [W] für Winkel, [Z] für Zuganker, [S] für Schrauben und [SP] für Sonderlösungen
- 2 ..... [Vx] Variante der Verbindung (1 bis 4)
- 3 ..... [Tx] Typ der Belastung (1 bis 9.2)
- 4 ..... [Mxx] für monotone Prüfungen und [Zxx] für zyklische Prüfungen bzw. [Vxx] für Vorversuche.

z.B.: **Z\_V2\_T1\_Z04** ist der vierte zyklische Versuch des Zugankers HTT22 (siehe unten) bei Zugbeanspruchung der Wand|Fundament-Fuge.

### 3.2.2 Eingesetzte Verbindungen

Die Art und Anzahl der für dieses Projekt ausgewählten Verbindungen wurde sowohl an der Praxis als auch an bereits laufenden bzw. bestehenden Forschungsarbeiten orientiert. Dies soll zum einen den direkten Einsatz der Prüfdaten in der Praxis erleichtern und zum anderen auch die Vergleichbarkeit mit anderen Forschungseinrichtungen sicherstellen.

Es wurden folgende Verbindungen gewählt:

- **Winkelverbinder**
  - SST<sup>®</sup> AE116 (Variante 1)  
Befestigung: 4,0x60 mm Rillennägel und/oder M12 Betonanker
  - SST<sup>®</sup> AE76 (Variante 2)  
Befestigung: 4,0x60 mm Rillennägel und/oder M12 Betonanker
  - SST<sup>®</sup> ABR90-B (Variante 3)  
Befestigung: 4,0x60 mm Rillennägel
  - SST<sup>®</sup> ABR70 (Variante 4)  
Befestigung: 4,0x60 mm Rillennägel
- **Zuganker**
  - SST<sup>®</sup> KR285 (Variante 1)  
Befestigung: 4,0x60 mm Rillennägel und M12 Betonanker bzw. M12 Gewindestange
  - SST<sup>®</sup> HTT22 (Variante 2)  
Befestigung: 4,0x60 mm Rillennägel und M16 Betonanker bzw. M16 Gewindestange
- **Schrauben**
  - Schmid VG 8,0x200 mm und 8,0x280 mm (Variante 1)  
für Wand|Wand-Fugen bzw. Wand|Decken-Fugen
  - Würth VG 6,0x80 mm und 6,0x120 mm (Variante 2)  
für Wand|Wand- bzw. Decken|Decken-Stoß-Fugen

- **Sonderlösungen**

- Verbindung mit ausgenageltem Lochblech (Variante 1)
- Verbindung mit einer eingeklebten Gewindestange (Variante 2)

**Anmerkungen:**

Die Firmenbezeichnung Simpson StrongTie® ist mit SST® abgekürzt.

Eine genauere Beschreibung der Winkel und Zuganker findet sich im Anhang unter Abschnitt 8.1.

### 3.2.3 Eingesetzte Grundmaterialien

Um die Anzahl der veränderlichen Parameter möglichst gering zu halten, wurden für alle Verbindungsprüfungen einheitliche Grundmaterialien gewählt. Für die 'Wände' wurden dreischichtige BSP-Elemente mit einer Stärke von 98 mm und für die 'Decken' eine fünfschichtige BSP-Platte mit einer Stärke von 134 mm gewählt. Diese Abmessungen beruhen auf in der Praxis häufig eingesetzten Elementstärken und Querschnittsaufbauten.

Bereits auf ihre Prüfgeometrie zugeschnitten, wurden die BSP-Elemente für mehrere Wochen im Normklima (65% Luftfeuchtigkeit bei 20°C Raumtemperatur) gelagert. Messungen vor den Versuchen mit einem Handmessgerät (Genauigkeit  $\pm 2\%$ ) ergaben eine mittlere Holzfeuchte von  $\sim 13\%$ . Eine nach den Prüfungen durchgeführte Holzfeuchtebestimmung mittels Darr-Methode zeigte eine mittlere Holzfeuchte von 12,2 % und eine Abweichung von maximal 0,8 %, was den normativen Grenzen entspricht.

Für die Bestimmung der Rohdichte wurden ebenfalls vor den Prüfungen die notwendigen Daten erhoben (Gewicht und Abmessungen der Prüfkörper). Daraus ergab sich eine mittlere Rohdichte (bezogen auf 12 % Holzfeuchte) von  $\rho_{12,mean} = 431 \text{ kg/m}^3$  (COV = 3,79 %).

Um auch einen Vergleich der Gesamtrohdichte mit der Rohdichteverteilung über den Querschnitt (Dichten der Einzelschichten) zu ermöglichen, wurden aus einigen Prüfkörpern Proben entnommen. Aus diesen Messungen ergab sich eine weitgehend homogene Dichteverteilung über den Querschnitt mit einer mittleren Rohdichte von  $\rho_{12,mean} = 427 \text{ kg/m}^3$  (stimmt mit dem oben ermittelten Wert zusammen) wobei die Streuung hierbei erwartungsgemäß anstieg (COV = 10,94 %).

Weiters wurde für die Prüfungen, welche das Verhalten in der Wand|Fundament-Fuge untersuchen sollten, Betonprüfkörper hergestellt, wodurch auch der Einfluss der Verankerung im Beton berücksichtigt werden kann. Als Beton wurde ein C25/30 Fertigbeton mit Kunststofffasern gewählt. Eine Überprüfung der Betonfestigkeit an 3 Stichproben (zwei Druckversuche je Stichprobe/Bohrkern) ergab eine mittlere Druckfestigkeit von 37,16 N/mm<sup>2</sup> (COV = 21,76 %) bei einer mittleren Rohdichte von 2098 kg/m<sup>3</sup> (COV = 3,31 %).



Abb. 3.6: Materialien von links nach rechts: BSP-3s / BSP-5s / Beton-Zugelement / Beton-Bohrkernentnahme

### 3.2.4 Versuchskonfigurationen

Im Rahmen der Vorbereitungen wurde für jede Verbindungsvariante und jeden Belastungstyp eine eigene Prüfkonzfiguration erstellt. Exemplarisch sind in Abb. 3.7 zwei der Hauptkonfigurationen für die Schub- und Zugprüfungen von Winkeln und Zugankern dargestellt (werden mit kleinen Adaptionen auch für Schraubenprüfungen verwendet).

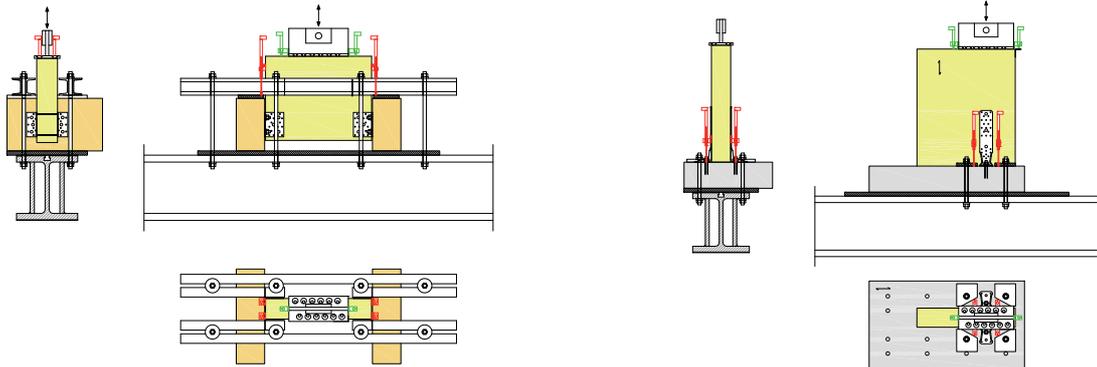


Abb. 3.7: Versuchskonfigurationen für - rechts: Schub- und links: Zugprüfungen von Winkeln und Zugankern

Bei der Erarbeitung der Konfigurationen für die Schubversuche wurde besonders darauf geachtet, die Verdrehung der Seitenteile bzw. den daraus resultierenden Effekt der „Klemmwirkung“ für das mittlere ‚Wandelement‘ möglichst gering zu halten. Aus dieser Überlegung heraus ergab sich unter anderem die relativ geringe Höhe der Seitenteile.

Des Weiteren wurden bei den Schubversuchen Teflonstreifen zwischen ‚Deckenelement‘ und ‚Wandelement‘ eingelegt, um den vorhandenen Reibungseinfluss möglichst zu minimieren.



Abb. 3.8: Zwischen dem ‚Deckenelement‘ und dem ‚Wandelement‘ eingelegter Teflonstreifen  
links: Wand/Fundament-Fuge | rechts: Wand/Decken-Fuge

Die Lasteinleitung wurde mittels Aufschauben eines umgedrehten Stahl-T-Profiles realisiert, wobei durch schräges Eindrehen der Schrauben sehr hohe Kräfte übertragen werden können (auch wenn die Lage der BSP-Schichten „ungünstig“ ist). Weiters wird zur Kontrolle der Lasteinleitung die Relativverformung zwischen Prüfkörper und T-Profil während der Prüfung mitgemessen.

Bei allen bisher durchgeführten Prüfungen zeigte sich, dass die Lasteinleitung mittels Verschraubung (4-12 Stück VG-Schrauben  $\phi 12,0 \times 240$  mm) gut funktioniert.

Um eine exzentrische Lasteinleitung zu verhindern, wurde bei der Konfigurationsplanung generell auf die Symmetrie der Prüfkörper geachtet.

Als Wegaufnehmer werden für die „Hauptverformungen“ Tauchanker des Typs WSF/100 mm ( $\pm 50$  mm) mit einer Genauigkeit von  $\pm 1$  % verwendet (in Abb. 3.7 'rot' dargestellt). Für die parallel gemessenen „Kontrollverformungen“ werden hauptsächlich Taster des Typs WA10 mm mit einer Messgenauigkeit von ebenfalls  $\pm 1$  % eingesetzt (in Abb. 3.7 'grün').

### 3.3 Prüfungen

Die bisher durchgeführten Prüfungen umfassen (abgesehen von einigen Vorversuchen) ausschließlich Winkelverbindungen und entsprechen rund 25 % des gesamten Prüfvolumens. In den folgenden Punkten werden sowohl die aufgetretenen Problemstellungen und deren Lösungsansätze als auch Ergebnisse und zum Teil erste Ansätze von Interpretationen behandelt.

#### 3.3.1 Problemstellungen

Um Fehler (besonders geometrischer Natur) schon im Vorfeld abfangen zu können, wurde für jede Grundkonfiguration mindestens ein Vorversuch eingeplant. Neben der Kontrolle und Überarbeitung der Prüfgeometrien können die Ergebnisse der Vorversuche auch für die bessere Einschätzung der zu erwartenden Lasten bei den monotonen Versuchen genutzt werden.

Trotz dieser Vorbereitung sind bisher zwei größere Problemstellungen aufgetreten, welche in den folgenden Abschnitten kurz erläutert werden.

#### Randabstände

Speziell bei den Prüfungen der Wand|Fundament-Fuge (die seitlichen Anschlusssteile sind hierbei aus Beton) aber auch bei den Prüfungen der Wand|Decken-Fuge (seitliche Anschlusssteile in BSP) konnte ein Einfluss der Randabstände beobachtet werden. Dies zeigte sich vor allem durch das kombinierte Schub-Querkzug-Versagen der Decklagen im Randbereich (siehe Abb. 3.9).



Abb. 3.9: Versagen der Randzone

Nach dem dieser Einfluss erkannt worden war, konnte bei der Konfiguration der monotonen Prüfungen ohne Aufwand nachgeregelt werden, in dem das „Wandelement“ ca. 45 mm nach unten versetzt wurde. Diese Veränderung entspricht dem eingeplanten negativen Weg des Wandelements bei den zyklischen Prüfungen und war deshalb hier nicht mehr möglich.

Ohne nähere Untersuchung des Problems, jedoch auf den Beobachtungen der besseren Eigenschaften nach Vergrößerung des Randabstandes bei den monotonen Prüfungen basierend, wird ein Mindestabstand vom belasteten Rand hin zur ersten Nagelreihe von rund 100 mm vorgeschlagen.

### Verankerung im Beton

Bei der Prüfvorbereitung wurde die Verankerung im Beton (ausgehend von den in der Praxis üblichen Schlagankern) als starr angenommen. Wie sich in den bisher durchgeführten Prüfungen jedoch zeigte, war ein signifikanter Anteil der Wand|Fundament-Fugen-Prüfungen durch ein Versagen der Betonverankerung geprägt. Die Versagensarten 'Betonausbruch', 'Ausziehen der Betonanker' und auch 'Stahlversagen' (an drei Betonankern) wurden dokumentiert (siehe Abb. 3.10). Das Stahlversagen der Betonanker trat ausschließlich bei Schubprüfungen auf und ist vermutlich auf eine Lastkombination aus Biegung, Querkraft sowie eine Kerbwirkung durch Eindrücken des relativ dünnen Winkelblechs (2 mm) zurückzuführen.



*Abb. 3.10: Verankerung im Beton; von links nach rechts - Versagen von Nägeln und Betonankern | Versagen der Nägel | Herausziehen der Verankerung | Betonausbruch | Stahlversagen der Anker*

Auch bei der Montage zeigten sich gewisse Probleme; so war das Aufbringen des geforderten Drehmomentes (50 Nm) bei einigen Anker, bedingt durch das Durchrutschen des Betonankers, nicht möglich. Weiters war aufgrund der Winkel- und Prüfkörpergeometrien die Einhaltung der geforderten (maximalen) Randabstände nicht immer möglich, was zu einer Abminderung der Tragfähigkeit führte.

Um bei den folgenden Prüfungen die aufgetretenen Problempunkte bezüglich Betonverankerung minimieren zu können, wurde bei den Zugankerserien die Nagelanzahl verringert, um eine bestmögliche Auslastung des gesamten Verbindungssystems zu erzielen. Auch eine Überarbeitung der Prüfkörpergeometrie der Betonteile wurde durchgeführt, um für die weiteren Prüfungen die Randabstandsfrage möglichst ausschalten zu können.

Für zukünftige Prüfprogramme sind (zumindest für gewisse Verbindungen) eingeklebte Betonanker aufgrund ihrer höheren Tragfähigkeit zu bevorzugen, bzw. die Anzahl der Nägel, welche die Tragfähigkeit im Holz definieren, entsprechend dem Verankerungssystem anzupassen.

Um die Einflüsse der Betonverankerung und der Nagelverbindung bezogen auf das Gesamtverhalten der Verbindung besser unterscheiden und beschreiben zu können sind auch Referenzversuche mit starren Verankerungen (z.B. in Stahlelementen) einzuplanen.

Als Schlussfolgerung der oben beschriebenen Problempunkte bezüglich Betonverankerung, ist die Notwendigkeit einer genaueren Betrachtung der Verankerungssysteme im Beton zu nennen.

#### 3.3.2 Ergebnisse

Um einen besseren Überblick über die Daten eines jeden Einzelversuchs zu haben, wurde für jede Prüfung ein Datenblatt mit dem zugehörigen Diagramm erstellt. Dies ermöglicht eine relativ rasche Kontrolle der wesentlichen Datensätze jeder einzelnen Prüfung.

Weiters wurde für jede Prüfserie ein Datenblatt mit den wichtigsten Daten, Diagrammen und Versagensformen zusammengestellt (Beispiele in Abschnitt 8).

In Tab. 3.1 werden die ersten Ergebnisse der Prüfserien zusammenfassend dargestellt. Die gezeigten Daten entsprechen ausschließlich den Mittelwerten. Eine ausführliche statistische Auswertung war bis dato noch nicht möglich.

Bezeichnungen		$F_y$ [kN]	$v_y$ [mm]	$F_{max}$ [kN]	$F_u$ [kN]	$v_u$ [mm]	$K_{ser}$ [N/mm]	$\mu$ [-]	$\Delta F$ [%]	$v_{eq}$ [%]	
Schub - BSP Beton	W_V1_T1	monoton	30,5	9,62	34,88	31,89	29,10	3062	3,0	-	-
		zyklisch-pos.	27,72	9,60	29,98	23,98	23,21	2690	2,4	22,19	12,89
		zyklisch-neg.	-30,85	-8,55	-34,35	-27,62	-29,22	3569	3,5	16,29	
	W_V2_T1	monoton	14,93	9,50	19,77	17,71	45,44	1432	4,9	-	-
		zyklisch-pos.	15,07	9,75	18,14	14,68	42,66	1382	4,6	24,34	11,81
		zyklisch-neg.	-15,12	-9,64	-18,17	-14,63	-45,05	1373	4,9	22,02	
Zug - BSP Beton	W_V1_T2	monoton	19,94	2,71	36,10	30,42	28,58	6446	10,6	-	-
		zyklisch-pos.	14,07	1,12	37,26	29,81	28,75	6611	29,2	12,07	3,16
		zyklisch-neg.	-	-	-55,11	-	-	-	-	-	
Schub - BSP BSP	W_V1_T3	monoton	16,83	6,27	22,34	17,90	36,57	2451	5,9	-	-
		zyklisch-pos.	16,97	6,16	21,92	17,70	25,72	2450	4,2	27,12	10,67
		zyklisch-neg.	-16,92	-6,12	-21,67	-17,33	-23,05	2562	3,8	22,49	
	W_V2_T3	monoton	11,80	6,60	17,06	15,30	35,55	1717	5,5	-	-
		zyklisch-pos.	12,30	6,39	16,24	12,99	36,24	1807	5,7	23,43	10,57
		zyklisch-neg.	-12,14	-6,17	-16,01	-12,88	-35,42	1829	5,7	20,90	
	W_V3_T3	monoton	10,22	9,47	13,81	11,04	55,17	1027	6,2	-	-
		zyklisch-pos.	10,14	8,05	13,04	11,64	43,51	1075	5,4	25,02	11,67
		zyklisch-neg.	-9,44	-7,57	-12,27	-11,11	-43,45	1045	5,9	21,20	
	W_V4_T3	monoton	5,49	7,59	7,58	6,06	54,08	655	7,1	-	-
		zyklisch-pos.	5,24	6,16	7,34	6,22	41,28	726	6,7	28,62	14,31
		zyklisch-neg.	-4,75	-5,59	-6,87	-5,67	-40,06	682	7,2	21,86	
Zug - BSP BSP	W_V1_T4	monoton	8,04	0,60	12,83	10,27	15,84	13385	31,4	-	-
		zyklisch-pos.	5,23	0,26	11,63	9,30	12,58	9185	48,4	14,92	2,81
		zyklisch-neg.	-	-	-22,94	-	-	-	-	-	
	W_V2_T4	monoton	8,64	1,44	11,39	9,11	13,93	5531	10,3	-	-
		zyklisch-pos.	6,01	0,72	10,50	8,40	12,75	4191	19,2	9,18	2,43
		zyklisch-neg.	-	-	-20,14	-	-	-	-	-	

Tab. 3.1: Signifikante Kennwerte der bisher durchgeführten Prüfungen.

**Bedeutung der Variablen:**

- $F_y$  ..... Fließkraft
- $v_y$  ..... Fließverformung (bei Fließkraft)
- $F_{\max}$  ..... Maximalkraft
- $F_u$  ..... Bruchkraft
- $v_u$  ..... Bruchverformung (bei Bruchkraft)
- $K_{\text{ser}}$  ..... Anfangssteifigkeit
- $\mu$  ..... Duktilität (Mittelwert der Einzelprüfungen!)
- $\Delta F$  ..... Lastminderung (bezogen auf die erreichte Last beim ersten Zyklus je Zyklengruppe)
- $v_{\text{eq}}$  ..... äquivalente viskose Dämpfung

**Anmerkungen zur richtigen Interpretation von Tab. 3.1**

- Die angegebenen Zahlenwerte wurden – zum besseren Vergleich – von den Prüfergebnissen linear auf die Kenngrößen **eines Winkels** zurückgerechnet.
- Die Kennwerte der zyklischen Prüfungen beziehen sich alle auf die erste Hüllkurve des jeweiligen Prüfverlaufs (abgesehen von  $\Delta F$  und  $v_{\text{eq}}$ ).
- Die Kennwerte der Hüllkurven wurden durch lineare Interpolation zwischen den Fixpunkten ermittelt.
- Die Ermittlung der Kennwerte erfolgte nach CEN (siehe Abb. 3.2(b) bzw. [3] und [2]).
- Die nach [3] für die Ermittlung von  $K_{\text{ser}}$  benötigten Werte ( $v_{01}$  und  $v_{04}$ ) wurden auch für die zyklischen Prüfungen auf Basis der erwarteten Höchstlast der monotonen Prüfungen ( $F_{\text{est}}$ ) ermittelt. Grund hierfür war die bessere Vergleichbarkeit mit den  $K_{\text{ser}}$ -Werten der monotonen Prüfungen. In der „vollen“ Auswertung sind jedoch auch die mit  $F_{\max}$  als Grundwert ermittelten Anfangssteifigkeiten der zyklischen Prüfungen angegeben.
- Die angegebenen Werte der Festigkeitsminderung ( $\Delta F$ ) beziehen sich auf den, über alle Zyklengruppen (Zyklen gleicher Verformungsamplitude) **gemittelten**, Lastunterschied zwischen der ersten und dritten Hüllkurve.
- Die angegebenen Werte der äquivalenten Dämpfung ( $v_{\text{eq}}$ ) beziehen sich auf die, über alle Zyklengruppen **gemittelte** äquivalente Dämpfung, des jeweils dritten Zyklus je Zyklengruppe.

**3.3.3 Erste Vergleiche**

Die in Tab. 3.1 angegebenen Werte für die Festigkeitsminderung sind ausschließlich Kenngrößen, da eine erste Betrachtung der Einzelergebnisse - in der Regel - eine Zunahme dieses Wertes mit zunehmender Zyklusamplitude erkennen lässt. Dieser Zusammenhang ist in Abb. 3.11 dargestellt, wobei die horizontalen strichlierten Linien die „globalen“ Mittelwerte der Festigkeitsminderung über alle Verbindungen – bei Schub- (~ 24% ) bzw. Zugbelastung (~ 12%) – anzeigen.

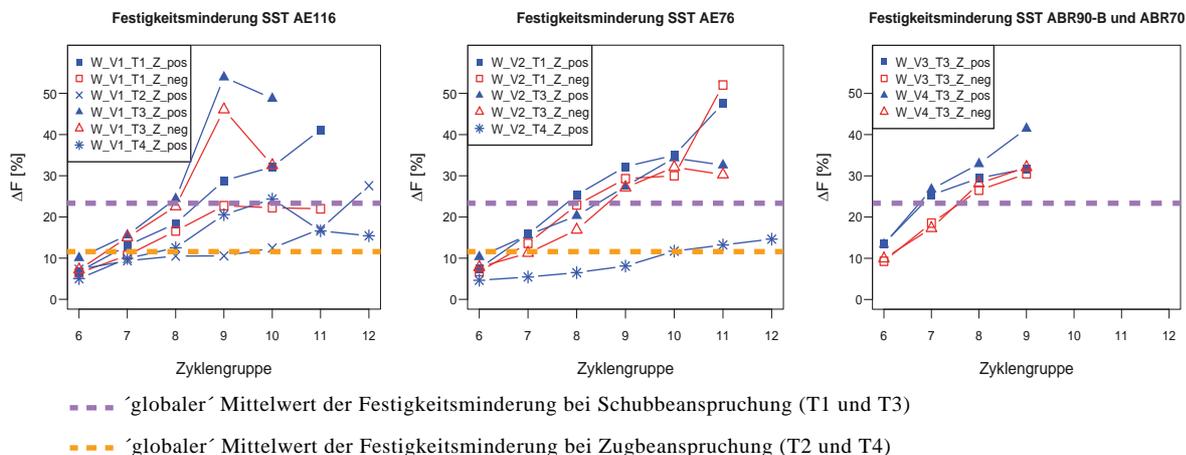


Abb. 3.11: Festigkeitsminderung über die Zyklengruppen der einzelnen Winkelverbinder

Der Verlauf der äquivalenten Dämpfung zeigt hingegen einen relativ konstanten Verlauf über die einzelnen Zyklengruppen wodurch der in Tab. 3.1 angegebene gemittelte Kennwert als durchaus repräsentativ für die jeweilige Verbindung (bei entsprechender Beanspruchungsrichtung) betrachtet werden kann. In Abb. 3.12 ist dieser Sachverhalt dargestellt, wobei auch hier die „globalen“ Mittelwerte der Dämpfung über alle Verbindungen durch strichlierte Linien dargestellt sind (rund 3 % bei Zug- und 12 % bei Schubbeanspruchung).

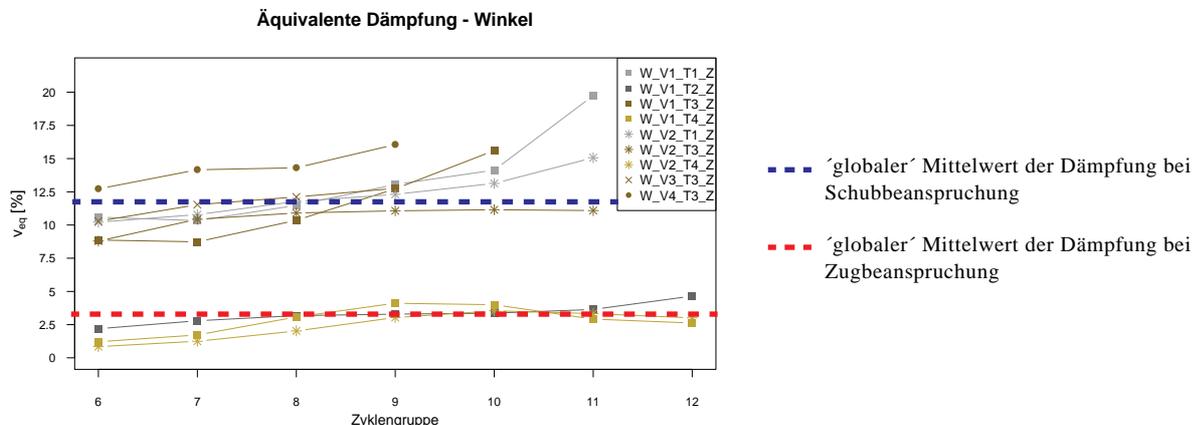


Abb. 3.12: Entwicklung der äquivalenten Dämpfung über die Zyklengruppen

Des Weiteren wurde für die bisher geprüften Verbindungen der sogenannte Überfestigkeitsfaktor  $\gamma_{Rd}$  (engl.: ‘overstrength factor’) ermittelt. Dieser ist wie in [10] beschrieben, durch

$$\gamma_{Rd} = \frac{F_{95}}{F_d} \quad \text{mit} \quad F_d = \frac{F_{05}}{\gamma_M}$$

definiert, wobei – wie für außergewöhnliche Einwirkungen vorgesehen –  $\gamma_M$  mit 1,0 angesetzt wurde.  $F_{05}$  und  $F_{95}$  entsprechen hier den 5%- bzw. 95%-Quantilen von  $F_{max}$ .

Anders als bei [10] wurde hier bei der Ermittlung der Quantilen von einer logarithmischen Normalverteilung zur Repräsentierung der Prüfdaten ausgegangen. Daraus ergeben sich die in Tab. 3.2 angeführten Werte für  $\gamma_{Rd,2pLND}$ . Der Vergleich der  $\gamma_{Rd,2pLND}$ -Werte mit den  $\gamma_{Rd,empD}$ -Werten, ermittelt auf Basis einer parameterfreien Schätzung zeigt, dass die Modellannahme einer logarithmischen Normalverteilung durchaus gerechtfertigt ist.

Verbindung	Material	Belastung	n [-]	$F_{mean}$ [kN]	s [kN]	$F_{05}$ [kN]	$F_{95}$ [kN]	$\gamma_{Rd,2pLND}$ [-]	$\gamma_{Rd,empD}$ [-]
AE116	BSP/Beton	SCHUB	4	30,0	1,41	27,7	32,4	1,17	1,09
AE116	BSP/Beton	ZUG	3	37,3	1,17	35,4	39,2	1,11	1,06
AE116	BSP/BSP	SCHUB	7	21,9	1,01	20,3	23,6	1,16	1,12
AE116	BSP/BSP	ZUG	8	11,6	0,71	10,5	12,8	1,22	1,17
AE76	BSP/Beton	SCHUB	4	18,1	0,09	18,0	18,3	1,02	1,01
AE76	BSP/Beton	ZUG	-	-	-	-	-	-	-
AE76	BSP/BSP	SCHUB	3	16,2	0,50	15,4	17,1	1,11	1,05
AE76	BSP/BSP	ZUG	4	10,5	0,92	9,1	12,0	1,32	1,18
ABR90-B	BSP/BSP	SCHUB	3	13,0	0,06	12,9	13,1	1,01	1,01
ABR90-B	BSP/BSP	ZUG	-	-	-	-	-	-	-
ABR70	BSP/BSP	SCHUB	4	7,3	0,06	7,2	7,5	1,03	1,02
ABR70	BSP/BSP	ZUG	-	-	-	-	-	-	-

Tab. 3.2: 'Overstrength factor'  $\gamma_{RD}$

#### Anmerkungen:

Die Berechnung der Quantilen erfolgte mit dem Statistikprogramm R<sup>®</sup> (Version 2.12.0).

$F_{mean}$  – Mittelwert der maximalen Prüflasten ( $F_{max}$ ) je Prüfgruppe

s – Standardabweichung der  $F_{max}$ -Werte

2pLND – 2 parameter-LogNormal-Distribution

empD – empirical Distribution

## 4 Weitere Schritte

### 4.1 Stufe 1 – Verbindungen

Im weiteren Verlauf des Projektes wird nach Abschluss der Prüfungen (voraussichtlich Ende des erstes Quartals 2012) bzw. zum Teil auch parallel dazu, eine ausführliche Auswertung aller Prüfungen erfolgen. Hierbei soll unter anderem geklärt werden, ob bzw. in welchem Umfang die derzeit verwendeten Modelle zur Beschreibung solcher Versuche geeignet sind oder ob evtl. Adaptierungen vorgenommen bzw. alternative Modelle entwickelt werden müssen. Weiters ist in der Auswertung zu klären, ob weitere Versuche (beispielsweise variierende Konfigurationen, wie die Kombination von Verbindungen, Einzelversuche mit Nägeln, etc.) erforderlich sind, oder die erarbeiteten Daten für den weiteren Projektfortschritt ausreichend sind.

## 4.2 Stufe 2 - Wandversuche

Eine derzeit laufende Masterarbeit (M. Felicetti, Università degli studi di Trento) welche am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz betreut wird, befasst sich mit der Modellierung der Wand. Grundsätzlich besteht bei der Masterarbeit die Aufgabe zwei Rechenmodelle zu erstellen und anschließend die Kalibrierung derselben mittels 1:1-Wandversuchen. Die hierfür geplanten Prüfelemente sind in Abb. 4.1 ersichtlich.

Das erste Rechenmodell soll dabei ein einfach nachvollziehbares „Ingenieurmodell“ sein und zur Absteckung der Berechnungsgrenzen dienen. Das zweite Modell soll auf Basis der FE-Methode aufgebaut werden und eine möglichst genaue Ermittlung der auftretenden Belastungen und Verformungen ermöglichen.

Auch eine kleine Versuchsserie zur Erfassung der Eigenschaften von BSP-Wänden in der Druckzone bei Momentenbeanspruchung in der Scheibenebene, ist vorgesehen.

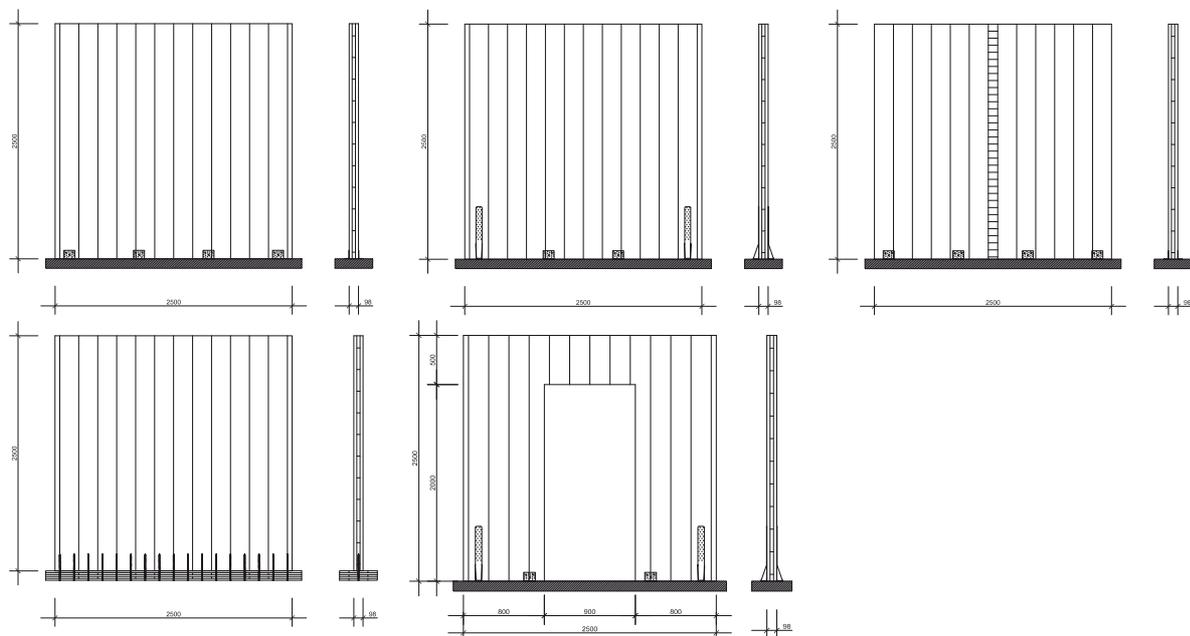


Abb. 4.1: Wandversuche

## 4.3 Stufe 3 - „Shaking-table“-Versuche

Wie in Abschnitt 2.3 bereits erwähnt, sind als dritter Block des Projekts, Versuche im Maßstab 1:1 an einem Gebäude geplant. Diese sollen im Rahmen des EU-Projektes „SERIES“ an einem dreistöckigen BSP-Haus durchgeführt werden.

## 4.4 Entwicklung neuer Verbindungssysteme

Die Ergebnisse und Erkenntnisse aus den vorgestellten Forschungstätigkeiten werden – in Zusammenarbeit mit den Firmen Vinzenz Harrer GmbH, SFS intec GmbH sowie Würth Handelsges.m.b.H. – für die Entwicklung neuartiger erdbebentauglicher Verbindungssysteme in hochbeanspruchten Zonen herangezogen.

## 5 Zusammenfassung

Aus bereits abgeschlossenen Forschungsprojekten ist eindeutig ablesbar, dass die Holz-Massivbauweise in BSP durchaus in durch Erdbeben beeinflussten Gebieten einsetzbar ist. Was hingegen noch fehlt, ist eine eindeutige und klar strukturierte Berechnungsgrundlage für solche Bauwerke. Hier setzt die Arbeit des Instituts für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz an und erstellt in einem ersten Schritt eine breite Datenbasis für derzeit in der Holz-Massivbauweise eingesetzte Verbindungen unter monotoner und zyklischer Beanspruchung. Anschließend sollen diesen Daten in die - derzeit im Aufbau befindlichen - Modelle für Wandelemente eingearbeitet werden, um so ein gutes Fundament für weitere Untersuchungen bieten zu können. Auch 1:1-„shaking-table“-Versuche an einem dreistöckigen Gebäude sind für die Erweiterung der Datenbasis und Kalibrierung der Berechnungsmodelle vorgesehen.

## 6 Danksagung

Die Forschungsarbeiten werden im Rahmen des Projektes „reinforce connection“ vom Kompetenzzentrum holz.bau forschungs gmbh und in Kooperation mit dem Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz und den Industriepartnern Vinzenz Harrer Gmbh und der Mayr-Melnhof Kaufmann Gruppe bearbeitet.

Das Projekt wird aus Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft, Familie und Jugend, des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, der Steirischen Wirtschaftsförderungsgesellschaft mbH und des Landes Steiermark (A3 und A14) gefördert.

## 7 Literatur

### 7.1 Normen

- [1] ISO 16670:2003  
Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – Quasi-static reversed-cyclic test method
- [2] ÖNORM EN 12512:2005-12-01  
Holzbauwerke – Prüfverfahren – Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln (konsolidierte Fassung)
- [3] EN 26891:1991  
Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ident mit ISO 6891:1983)

### 7.2 Bücher/Dissertationen/Masterarbeiten

- [4] Flatscher, G.  
Außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ – Überlegungen zur versuchstechnischen Erfassung der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau  
Masterarbeit, TU Graz, 2010

- [5] Ringhofer, A.  
Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise  
Masterarbeit, TU Graz, 2010

### **7.3 Berichte/Skripten**

- [6] Krawinkler, H.; et.al.  
Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures  
CUREE Publications No. W-02  
Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University
- [7] Dujic, B.; Klobcar, S.; Zarnic, R.  
Influence of openings on shear capacity of wooden walls.  
CIB-W18/40-15-6, Slovenia, August 2007
- [8] Fragiaco, M.; Jorissen, A.  
General notes on ductility in timber structures  
Präsentation im Rahmen von COST, Zürich, 2011
- [9] Muñoz, W.; Mohammad, M.; Salenikovich, A.; Quenneville, P.  
Need for a harmonized approach for calculations of ductility of timber assemblies  
CIB-W18/41-15-1, Canada, August 2008
- [10] Fragiaco, M.; Dujic, B.; Sustersic, I.  
Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions  
Engineering Structures (2011), doi:10.1016/j.engstruct.2011.05.020

### **7.4 Internet**

- [11] [www.strongtie.de](http://www.strongtie.de) | 09.2011
- [12] [http://earthquake.usgs.gov/learn/topics/increase\\_in\\_earthquakes.php](http://earthquake.usgs.gov/learn/topics/increase_in_earthquakes.php) | 22.09.2011

## 8 Anhang

### 8.1 Verwendete Verbindungen

Bez.	Bild	Beschreibung	
SST® AE116		Hauptbeanspruchung	SCHUB
		geprüfte Beanspruchung	SCHUB und ZUG
		Befestigungsmittel	Wand: 14 Nägel
			Decke: 7 Nägel
			Fundament: 2 Ankerbolzen M12
	Anzahl der Standardprüfungen	16 monoton und 32 zyklisch	
SST® AE76		Hauptbeanspruchung	SCHUB
		geprüfte Beanspruchung	SCHUB und ZUG
		Befestigungsmittel	Wand: 9 Nägel
			Decke: 7 Nägel
			Fundament: 1 Ankerbolzen M12
	Anzahl der Standardprüfungen	8 monoton und 16 zyklisch	
SST® ABR90-B		Hauptbeanspruchung	SCHUB
		geprüfte Beanspruchung	SCHUB und ZUG
		Befestigungsmittel	Wand: 8 Nägel
			Decke: 10 Nägel
			Fundament: keine Zulassung
	Anzahl der Standardprüfungen	4 monoton und 8 zyklisch	
SST® ABR70		Hauptbeanspruchung	SCHUB
		geprüfte Beanspruchung	SCHUB und ZUG
		Befestigungsmittel	Wand: 4 Nägel
			Decke: 6 Nägel
			Fundament: keine Zulassung
	Anzahl der Standardprüfungen	4 monoton und 8 zyklisch	
SST® KR285		Hauptbeanspruchung	ZUG
		geprüfte Beanspruchung	SCHUB und ZUG
		Befestigungsmittel	Wand: 9 Nägel
			Decke: Gew.st. M12
			Fundament: 1 Ankerbolzen M12
	Anzahl der Standardprüfungen	20 monoton und 40 zyklisch	
SST® HTT22		Hauptbeanspruchung	ZUG
		geprüfte Beanspruchung	SCHUB und ZUG
		Befestigungsmittel	Wand: 16 Nägel
			Decke: Gew.st. M16
			Fundament: 1 Ankerbolzen M16
	Anzahl der Standardprüfungen	8 monoton und 16 zyklisch	

#### Anmerkungen:

Simpson StrongTie® wird mit SST® abgekürzt.

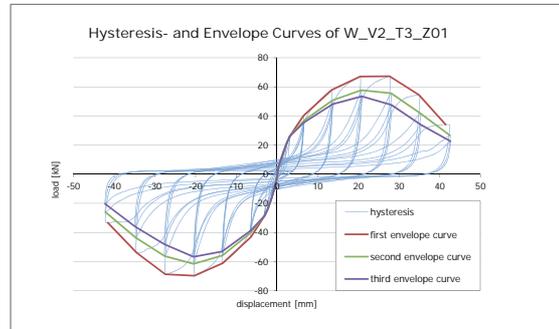
Bei allen Winkelverbindern wurden SST® Rillennägel CNA 4,0x60 mm verwendet.

Für die Verankerungen im Beton wurden Fischer® FBN II Ankerbolzen verwendet.

Die verwendeten Schrauben sind hier nicht angeführt.

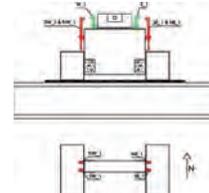
## 8.2 Beispiele für Ergebnisblätter zyklischer Einzelversuche (Schub und Zug)

Summary of Testresults							
W_V2_T3_Z01							
		positive area			negative area		
		$v_{max}$ [mm]	corr. F [N]	$\Delta F$ [%]	$v_{max}$ [mm]	corr. F [N]	$\Delta F$ [%]
cycle 1	1,25 % of $v_u$	0,34	4869		-0,25	-5504	
cycle 2	2,5 % of $v_u$	0,74	8200		-0,63	-9493	
cycle 3	5,0 % of $v_u$	1,53	14463		-1,42	-16725	
cycle 4	7,5 % of $v_u$	2,33	20166		-2,23	-22419	
cycle 5	10 % of $v_u$	3,16	24907		-3,07	-27515	
cycle 6_1	20 % of $v_u$	6,54	38688	0,00%	-6,49	-41119	0,00%
cycle 6_2		6,62	35811	7,44%	-6,52	-38894	5,41%
cycle 6_3		6,65	34645	10,45%	-6,53	-37928	7,76%
cycle 7_1	40 % of $v_u$	13,49	55059	0,00%	-13,40	-57818	0,00%
cycle 7_2		13,64	49266	10,52%	-13,46	-53628	7,25%
cycle 7_3		13,70	46840	14,93%	-13,48	-51698	10,59%
cycle 8_1	60 % of $v_u$	20,54	63921	0,00%	-20,40	-65802	0,00%
cycle 8_2		20,75	55469	13,22%	-20,51	-58969	10,38%
cycle 8_3		20,85	51806	18,95%	-20,55	-55046	16,35%
cycle 9_1	80 % of $v_u$	27,81	64261	0,00%	-27,54	-64048	0,00%
cycle 9_2		28,05	53163	17,27%	-27,68	-53455	16,54%
cycle 9_3		28,16	46675	28,92%	-27,70	-46434	27,50%
cycle 10_1	100 % of $v_u$	35,08	51395	0,00%	-34,69	-50698	0,00%
cycle 10_2		35,25	39871	22,42%	-34,79	-41299	18,54%
cycle 10_3		35,34	32424	36,91%	-34,93	-33976	32,98%
cycle 11_1	120 % of $v_u$	42,45	31959	0,00%	-42,20	-30907	0,00%
cycle 11_2		42,55	25084	21,51%	-42,22	-24428	20,96%
cycle 11_3		42,62	21499	32,73%	-42,27	-19216	37,83%
cycle 12_1	140 % of $v_u$	0,00	#NV	#NV	0,00	#NV	#NV
cycle 12_2		0,00	#NV	#NV	0,00	#NV	#NV
cycle 12_3		0,00	#NV	#NV	0,00	#NV	#NV



CAPTION

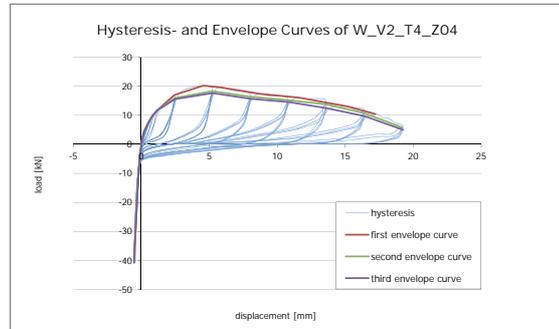
- F force
- $F_{max}$  maximum force
- $F_{min}$  minimum force
- $F_{end}$  end of (first) envelope curve
- $F_y$  yielding force
- $F_u$  ultimate force
- $F_{est}$  estimate force at monoton tests
- corr. F corresponding force
- $\Delta F$  impairment of strength
- v displacement
- corr. v corresponding displacement
- $v_y$  yielding displacement
- $v_u$  ultimate displacement
- $v_u'$  meanvalue of ultimate displacement of monotonic tests
- $v_{eq}$  [%] equivalent viscous damping ratio
- $\mu$  ductility
- $K_{ser,dyn}$  "dynamik" stiffness (envelope curves); referred to  $F_{max}$
- $K_{ser,stat}$  "dynamik" stiffness (envelope curves); referred to  $F_{est}$



	$F_{max}$ [N]	corr.v [mm]	$F_y$ [N]	$v_y$ [mm]	$F_u$ [N]	$v_u$ [mm]
first envelope curve	pos. area	67270,3	27,6	51046,0	6,7	53816,2
	neg. area	-69776,1	-20,3	-51828,4	-5,9	-55820,9
second envelope curve	pos. area	57671,8	20,7	40322,8	4,9	46137,5
	neg. area	-61634,5	-20,5	-42482,0	-4,5	-49307,6
third envelopecurve	pos. area	53424,6	20,8	35546,5	4,2	42739,7
	neg. area	-56736,3	-20,5	-38318,0	-3,8	-45389,0

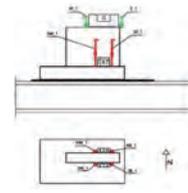
	$K_{ser,dyn}$ [N/mm]	$K_{ser,stat}$ [N/mm]	$\mu$ [-]	INFO	
first envelope curve	pos. area	1802,2	1868,2	5,2	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
	neg. area	2033,6	2113,7	5,7	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
second envelope curve	pos. area	1941,4	1867,0	6,7	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
	neg. area	2182,3	2113,7	7,1	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
third envelopecurve	pos. area	1995,7	1866,3	7,4	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
	neg. area	2273,9	2113,7	7,6	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$

Summary of Testresults							
W_V2_T4_Z04							
		positive area			negative area		
		$v_{max}$ [mm]	corr. F [N]	$\Delta F$ [%]	$v_{max}$ [mm]	corr. F [N]	$\Delta F$ [%]
cycle 1	1,25 % of $v_u$	0,08	2098		-0,09	-3814	
cycle 2	2,5 % of $v_u$	0,21	4275		-0,09	-3550	
cycle 3	5,0 % of $v_u$	0,51	7192		-0,09	-4105	
cycle 4	7,5 % of $v_u$	0,82	9356		-0,10	-4618	
cycle 5	10 % of $v_u$	1,19	11065		-0,10	-5077	
cycle 6_1	20 % of $v_u$	2,47	15931	0,00%	-0,16	-7741	0,00%
cycle 6_2		2,48	15613	2,00%	-0,17	-7867	-1,63%
cycle 6_3		2,48	15250	4,28%	-0,17	-7810	-0,88%
cycle 7_1	40 % of $v_u$	5,22	18166	0,00%	-0,27	-14813	0,00%
cycle 7_2		5,23	17682	2,86%	-0,27	-14945	-0,90%
cycle 7_3		5,25	17308	4,72%	-0,27	-14985	-1,16%
cycle 8_1	60 % of $v_u$	8,01	16241	0,00%	-0,32	-19971	0,00%
cycle 8_2		8,03	15723	3,19%	-0,32	-19977	-0,03%
cycle 8_3		8,04	15281	5,91%	-0,33	-20275	-1,52%
cycle 9_1	80 % of $v_u$	10,79	15218	0,00%	-0,37	-25245	0,00%
cycle 9_2		10,80	14730	3,21%	-0,38	-25384	-0,55%
cycle 9_3		10,81	14215	6,59%	-0,38	-25710	-1,84%
cycle 10_1	100 % of $v_u$	13,55	14630	0,00%	-0,42	-30596	0,00%
cycle 10_2		13,61	13129	10,26%	-0,44	-30439	0,51%
cycle 10_3		13,60	12105	17,26%	-0,45	-30638	-0,14%
cycle 11_1	120 % of $v_u$	16,37	11277	0,00%	-0,48	-35379	0,00%
cycle 11_2		16,40	10276	8,87%	-0,49	-35381	-0,01%
cycle 11_3		16,41	9382	16,81%	-0,48	-35543	-0,47%
cycle 12_1	140 % of $v_u$	19,23	6112	0,00%	-0,52	-40117	0,00%
cycle 12_2		19,23	5255	14,03%	-0,49	-40008	0,27%
cycle 12_3		19,25	4744	22,38%	-0,53	-40171	-0,13%



CAPTION

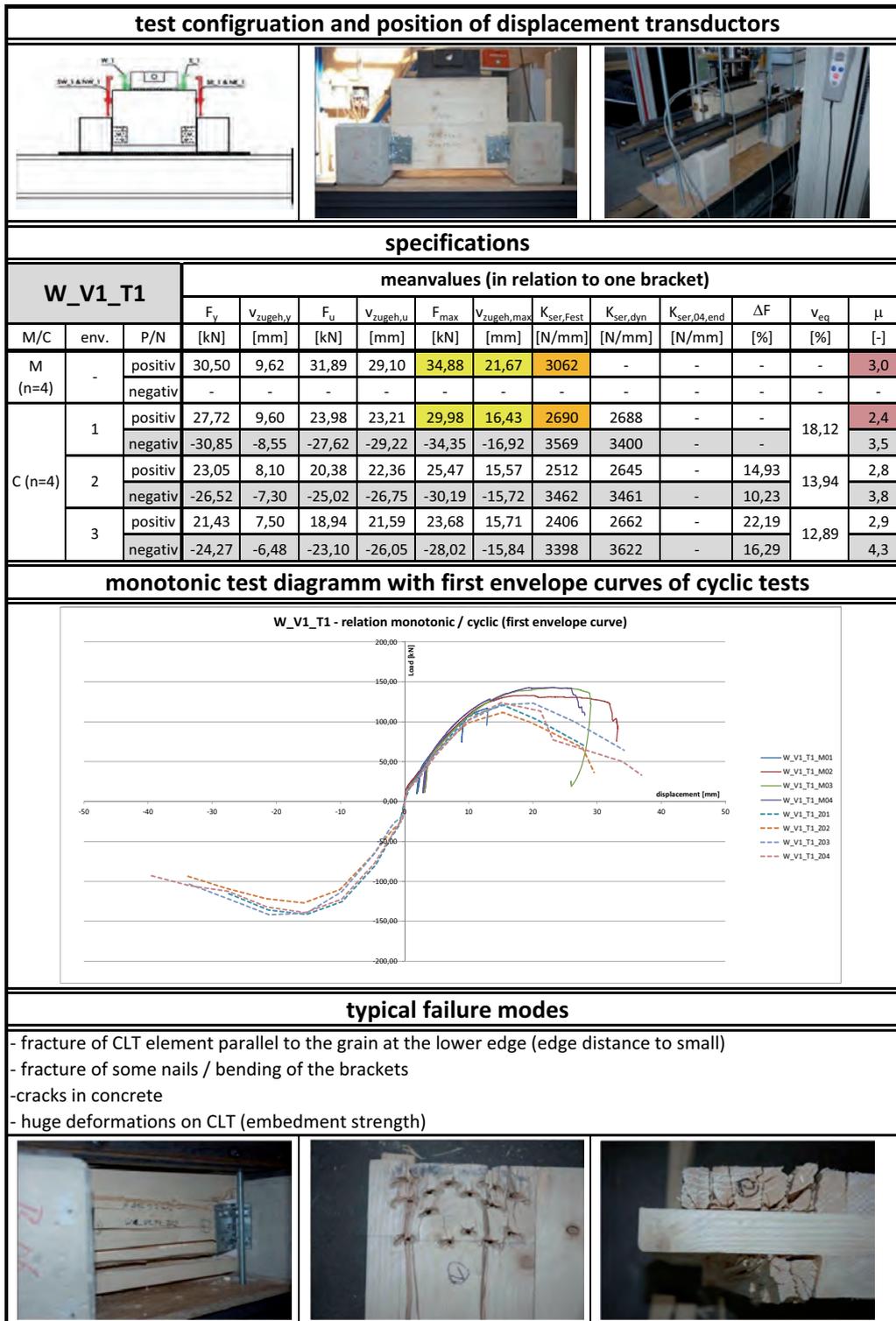
- F force
- $F_{max}$  maximum force
- $F_{min}$  minimum force
- $F_{end}$  end of (first) envelope curve
- $F_y$  yielding force
- $F_u$  ultimate force
- $F_{est}$  estimate force at monoton tests
- corr. F corresponding force
- $\Delta F$  impairment of strength
- v displacement
- corr. v corresponding displacement
- $v_y$  yielding displacement
- $v_u$  ultimate displacement
- $v_u'$  meanvalue of ultimate displacement of monotonic tests
- $v_{eq}$  [%] equivalent viscous damping ratio
- $\mu$  ductility
- $K_{ser,dyn}$  "dynamik" stiffness (envelope curves); referred to  $F_{max}$
- $K_{ser,stat}$  "dynamik" stiffness (envelope curves); referred to  $F_{end}$  of monotonic tests
- $K_{ser,comp}$  compressive-stiffness (envelope curves); referred to  $F_{y0}$  and  $F_{end}$



	$F_{max}$ [N]	corr.v [mm]	$F_y$ [N]	$v_y$ [mm]	$F_u$ [N]	$v_u$ [mm]
first envelope curve	pos. area	20226,2	4,6	10113,8	0,4	16180,9
	neg. area	-40303,7	-0,5	-3662,7	-0,1	-40303,7
second envelope curve	pos. area	18352,4	5,2	8954,1	0,4	14681,9
	neg. area	-40427,8	-0,5	-3650,9	-0,1	-40427,8
third envelopecurve	pos. area	17681,8	5,2	8364,6	0,3	14145,4
	neg. area	-40832,7	-0,5	-3704,1	-0,1	-40832,7

	$K_{ser,dyn}$ [N/mm]	$K_{ser,stat}$ [N/mm]	$K_{ser,comp}$ [N/mm]	$\mu$ [-]	INFO
first envelope curve	pos. area	5676,2	5353,1	26,8	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
	neg. area	63144,9	51292,4	103289,1	5,9
second envelope curve	pos. area	6188,9	5353,1	33,7	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
	neg. area	62907,4	48906,8	123368,6	5,5
third envelopecurve	pos. area	6316,2	5353,1	35,2	$F_u = 0,8 \cdot F_{max}$
	neg. area	63523,0	51117,9	101654,8	6,0

### 8.3 Beispiel für Ergebnisblatt einer Prüfgruppe



# H Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panels and typical connections

I. Gavric, A.Ceccotti, M. Fragiaco



DI Igor Gavric

2004

Diploma | University of Ljubljana (Slovenia)

since 2010

Scientific assistant at the IVALSA Trees and Timber Institute, CNR in San Michele all'Adige (Italy)

PhD student, University of Trieste (Italy)

## 1 Abstract

Cross-laminated timber panels (X-LAM) are used more and more as construction material for buildings. Since such panels are fairly stiff in their plane, particularly when obtained by gluing adjacent layers of planks, they cannot dissipate significant amount of energy during an earthquake. The mechanical connections between adjacent panels and with the foundations hence become the most important component affecting the static and cyclic behaviour of X-LAM buildings. For a reliable seismic analysis, therefore, it is crucial to investigate the cyclic behaviour of the connections between wall panels.

An extended experimental programme on typical X-LAM connections was performed at IVALSA Trees and Timber Institute. Shear and pull-out monotonic and cyclic tests were carried out on hold-downs and steel angle connectors used to anchor the wall panels. In-plane shear tests were also performed on mechanical screwed connections between adjacent X-LAM panels. In addition, cyclic tests were carried out on full-scale single and coupled cross-lam wall panels with different configurations and mechanical connectors subjected to lateral force.

The paper discusses the results of these tests in terms of strength, stiffness, energy dissipation, impairment of strength and ductility. A comparison between test results and a simplified analytical calculation method is also provided. The overstrength factor, which is of great importance in capacity based design, was also evaluated for the different types of connection tested.

## 2 Introduction

Within the SOFIE project, a research project sponsored by the Autonomous Province of Trento (Italy), coordinated and conducted by the CNR-IVALSA (Italian National Research Council - Trees and Timber Institute), an extensive experimental programme on cross-laminated (X-LAM) timber buildings was carried out in collaboration with the National Institute for Earth Science And Disaster Prevention in Japan (NIED), Shizuoka University, and the Building Research Institute (BRI) in Japan. The research project included racking tests of walls with different layouts of connections and openings (Ceccotti et al. 2006), pseudo-dynamic tests of a full-scale one-storey building, and shaking table tests on 3-storey and 7-storey residential buildings, the latter one conducted at E-Defense facility in Miki, Japan. Experimental tests provided excellent outcomes, as the buildings were able to survive strong recorded earthquakes, such as Kobe earthquake (1995), virtually undamaged, while at the same time demonstrating significant energy dissipation (Ceccotti, 2008).

However, further research in this field is still needed, particularly on the cyclic behaviour of single connections, single and coupled wall panels. The outcomes of such tests can be used to calibrate advanced component models for non-linear static and dynamic numerical analyses, as well as to calculate the ductility ratio, the overstrength factor and the so-called behaviour factor  $q$ , which are all needed in seismic design and are currently not provided by codes of practice such as the Eurocode 8 (EN1998-1, 2003) and the Italian regulation (Italian Ministry for the Infrastructures, 2008).

In this paper, some of the results from a series of quasi-static monotonic and cyclic tests on typical X-LAM timber connections and wall panels are presented and critically discussed. Important quantities for seismic design such as strength, stiffness, energy dissipation, impairment of strength, ductility and overstrength factors of the connections are calculated.

### 3 Structural behaviour of X-LAM wall panels

The behaviour of X-LAM wall panels in timber buildings built with this construction system differs significantly from that of traditional light-frame timber buildings. The stiffness and lateral resistance of light-frame walls (Dujic et al. 2005) depend on: (i) the nail slip between the sheathing (OSB, plywood, gypsum, plasterboard, etc.) and the timber frame; (ii) the shear distortion of the sheathing; (iii) the flexural deformation of the frame; and (iv) the rigid rocking of the panel due to squashing of the timber in compression and stretching of the hold-down in tension. Among those four components of flexibility, usually the most important ones are the first two.

On the other hand X-LAM wall panels are very rigid in comparison to the anchoring connections, particularly when the layers of boards are glued together. As a consequence of that, the shear and flexural deflections become negligible, and most of the flexibility is concentrated in the connections, which can be divided in three types: (i) hold-downs; (ii) angle brackets; and (iii) in-plane screwed joints between adjacent panels.

The most basic approach to calculate the force distribution in the connections of a X-LAM wall is to assume that the panel remains rigid and all deformations come from rotation and translation of the panel. The vertical forces due to rocking of the panel are generally assumed to be resisted only by the hold-downs which are normally placed at the corners. The base shear forces due to horizontal slip of the panel are usually assumed to be taken by the angle brackets, and the vertical shear forces between adjacent wall panels are taken by the in-plane screwed joints. In this basic approach, the axial stiffness and strength of angle brackets are neglected, as well as the shear stiffness and strength of hold-downs, as they are less important than the stiffness and strength in the other direction.

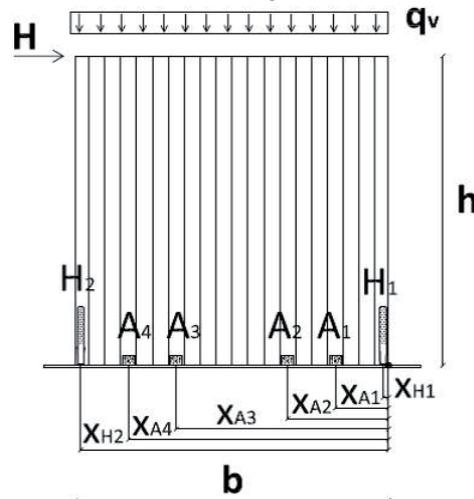


Fig. 3.1: X-LAM wall panel subjected to vertical and horizontal load (H=hold-down, A=angle bracket).

In this paper, an analytical method was developed which takes into account all the stiffness and strength components of hold-downs and angle brackets also in the weaker direction. In addition, the bending and shear deformation of the panel are considered. Therefore, the total top displacement  $\delta_{tot}$  of a X-LAM wall panels is a sum of four components: rocking  $\delta_r$ , bending deformation  $\delta_b$ , shear deformation  $\delta_{sh}$ , and slip  $\delta_{sl}$ :

$$\delta_{tot} = \delta_r + \delta_b + \delta_{sh} + \delta_{sl} \quad [3-1]$$

### 3.1 Rocking of X-LAM wall panels

If a monotonic horizontal loading is considered, like in the so called push-over tests, rocking of the X-LAM wall panel starts when the overturning moment overcomes the stabilizing moment (Fig. 3.1 and Fig. 3.3):

$$M_0 \geq M_s \rightarrow Hh \geq q_v b \frac{b}{2} \rightarrow H_{\min} = q_v \frac{b^2}{2h} \quad [3-2]$$

With the assumption of rigid wall, for a horizontal load  $H > H_{\min}$ , the following relationship can be written:

$$\frac{u_{y,H1}}{u_y} = \frac{x_{H1}}{b} \rightarrow u_{y,H1} = \frac{u_y}{b} x_{H1} \quad [3-3]$$

For a generic layout of connectors, the vertical displacement (uplift)  $u_y$  can be calculated for a given force  $H$  by writing the moment equilibrium about one of the corners of wall panel, once the non-linear static constitutive relationships (tensile force  $F$  vs. uplift displacement  $u$ ) for hold-downs and angle brackets are known:

$$Hh = q_v \frac{b^2}{2} + \frac{u_y}{b} (k_{H,a,1} x_{H1}^2 + k_{H,a,2} x_{H2}^2 + \dots + k_{H,a,n} x_{Hn}^2) + \frac{u_y}{b} (k_{A,a,1} x_{A1}^2 + k_{A,a,2} x_{A2}^2 + \dots + k_{A,a,n} x_{An}^2) \quad [3-4]$$

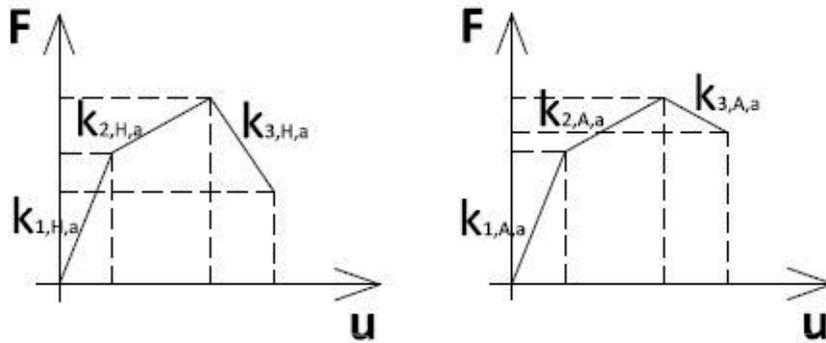


Fig. 3.2: Non-linear static constitutive relationships in axial direction for hold-downs (left) and angle brackets (right).

Since the F-u relationships are non-linear (Fig. 3.2), an incremental loading procedure should be followed, with load increment  $\Delta H_i$  small enough:

$$\Delta H = H_1 - H_0 \rightarrow \Delta H_i = H_{i-1} - \Delta H \quad [3-5]$$

Using Eqn. 3-4 and Eqn. 3-5 it is possible to calculate an increment of vertical displacement  $\Delta u_{y,i}$  at each step  $i$  of loading:

$$\Delta u_{y,i} = \frac{\Delta H_i h b - q_v b^3 / 2}{k_{H,a,1} x_{H1}^2 + k_{H,a,2} x_{H2}^2 + \dots + k_{H,a,n} x_{Hn}^2} + \frac{\Delta H_i h b - q_v b^3 / 2}{k_{A,a,1} x_{A1}^2 + k_{A,a,2} x_{A2}^2 + \dots + k_{A,a,n} x_{An}^2} \quad [3-6]$$

The vertical stiffness values of hold-downs  $k_{H,a,i}$  and of angle brackets  $k_{A,a,i}$  are to be chosen among  $k_{1,H,a}$ ,  $k_{2,H,a}$ ,  $k_{3,H,a}$  and  $k_{1,A,a}$ ,  $k_{2,A,a}$ ,  $k_{3,A,a}$  from the F-u relationships (Fig. 3.2) based on the current value of the axial displacements in the connections:

$$u_{y,Hn,i-1} = \frac{x_{Hn}}{b} u_{y,i-1} \quad [3-7]$$

$$u_{y,An,i-1} = \frac{x_{An}}{b} u_{y,i-1} \quad [3-8]$$

The rocking displacement on the top of the wall panel can then be calculated as:

$$\Delta \delta_{r,i} = \frac{h}{b} \Delta u_{y,i} \rightarrow \delta_{r,i} = \delta_{r,i-1} + \Delta \delta_{r,i} \quad [3-9]$$

### 3.2 Bending deformation of X-LAM wall panels

Due to the high stiffness, X-LAM wall panels generally behave elastically, therefore the bending deflection can be calculated with:

$$\delta_{b,i} = \frac{H_i h^3}{3EI_{eff}} \quad [3-10]$$

where  $\delta_{b,i}$  represents horizontal displacement on the top of the wall due to bending of the panel (Fig. 3.3) and  $EI_{eff}$  the elastic flexural stiffness of the panel calculated by considering the contribution of the wooden layers loaded parallel to the grain.

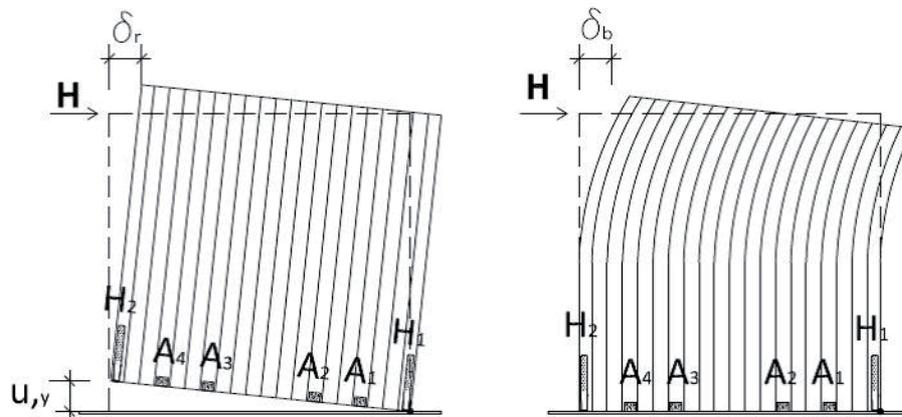


Fig. 3.3: Displacement of wall panel due to rocking (left) and bending (right).

### 3.3 Shear deformation of X-LAM wall panels

Similarly to bending deformation, also the shear deflection on the top of the panel  $\delta_{sh,i}$  is calculated using the elastic formula:

$$\delta_{sh,i} = \frac{H_i h \kappa}{GA_{x,eff}} = \frac{6H_i h}{5GA_{x,eff}} \quad [3-11]$$

where  $\kappa = 6/5$  is the shape reduction factor for shear deformation and  $GA_{x,eff}$  the shear stiffness of the panel.

### 3.4 Slip of X-LAM wall panels

The procedure for calculating the slip displacement of the panel is similar to that presented for rocking displacement (see paragraph 3.1). The non-linear static constitutive relationships for hold-downs and angle brackets in shear with the corresponding shear stiffness  $k_{H,s}$  and  $k_{A,s}$  must be used in this case.

The X-LAM wall panel starts slipping when the horizontal force  $H$  overcomes the static friction force  $F_{fr}$ :

$$F_{fr} = k_{fr} q_v b \quad [3-12]$$

where  $k_{fr}$  is a friction coefficient between the base and the wall panel. The equilibrium in the shear direction can then be written for lateral forces  $H > F_{fr}$ :

$$H = k_{fr} q_v b + n_H k_{H,s,i} u_x + n_A k_{A,s,i} u_x \quad [3-13]$$

where  $n_H$  is the number of hold-downs,  $n_A$  is the number of angle brackets, and  $u_x$  is the horizontal displacement of the panel. The increment in the horizontal displacement of the panel can be calculated with the equation:

$$\Delta u_{x,i} = \frac{\Delta H_i - k_{fr} q_v b}{n_H k_{H,s,i} + n_A k_{A,s,i}} \quad [3-14]$$

The right shear stiffness values for each load step  $i$  must be chosen based on the total shear displacement in the previous step  $i-1$  and using the constitutive relationship:

$$u_{x,Hn,i-1} = u_{x,i-1} \quad [3-15]$$

$$u_{x,An,i-1} = u_{x,i-1} \quad [3-16]$$

The total displacement on the top of the wall due to slip is given by:

$$\Delta \delta_{sl,i} = \Delta u_{x,i} \rightarrow \delta_{sl,i} = \delta_{sl,i-1} + \Delta \delta_{sl,i} \quad [3-17]$$

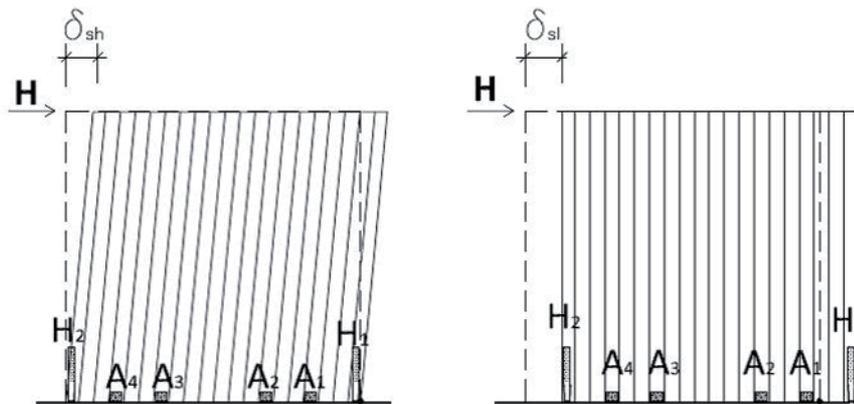


Fig. 3.4: Displacement of wall panel due to shear deformation (left) and slip (right).

## 4 Test specimens and loading protocol

### 4.1 Material and test procedure

All monotonic and cyclic tests were performed using 85 mm thick X-LAM panels with 5 orthogonally crossed layers made of spruce, each of them with thickness of 17 mm. The standard procedure for cyclic testing of joints made with mechanical fasteners (EN12512, 2001) was followed in all of the tests, with velocities of input displacement varying from 0.4 mm/s to 0.8 mm/s, so that the duration of each test did not exceed 30 min.

### 4.2 Connection test setups

The typical connections used in the SOFIE 3-storey buildings (Ceccotti, 2008) were tested in this research, starting with hold-downs and angle brackets loaded in both directions (shear and tension). For each test setup, six specimens were tested in order to estimate the scatter of experimental results, so as to evaluate some basic statistical properties such as the mean and characteristic values of the relevant quantities (strength, stiffness, ductility, etc.). The test setups for hold-downs and angle brackets are displayed in Fig. 4.1 and Fig. 4.2, respectively.

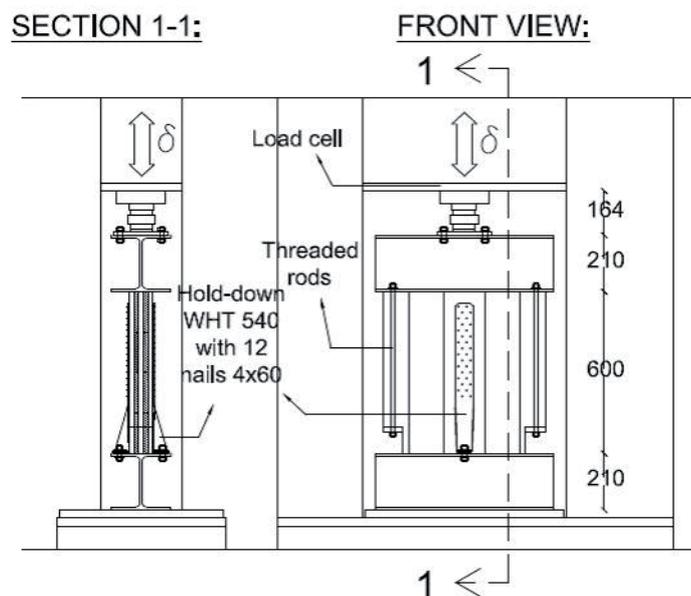


Fig. 4.1: Test setup for hold-downs loaded in tension (measures in mm). For angle brackets loaded in tension, a similar configuration was used.

The hold-downs used in the tests were type WHT540 with 12 annual ringed nails 4x60 mm, type Anker. This relatively new type of hold-down matches well with the geometry and thickness of the older type HTT22 of hold-down, originally used in SOFIE project.

The type of angle bracket used was the BMF 90x116x48x3 mm with 11 annular ringed nails 4x60 mm, type Anker.

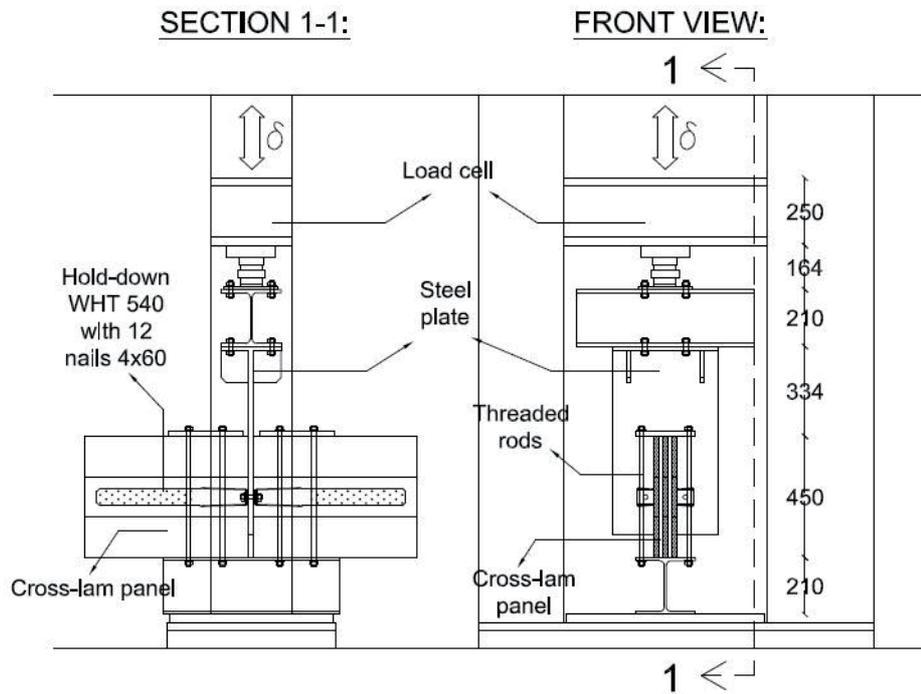


Fig. 4.2: Test setup for hold-downs loaded in shear (dimensions in mm). For angle brackets loaded in shear, a similar configuration was used.

Two different types of in-plane screwed connections between adjacent walls were tested: (i) the so-called 'over-lap' joint, with 50 mm overlap length (Fig. 4.3 top); and (ii) a solution with 28 mm thick and 180 mm wide LVL strip (Fig. 4.3 bottom).

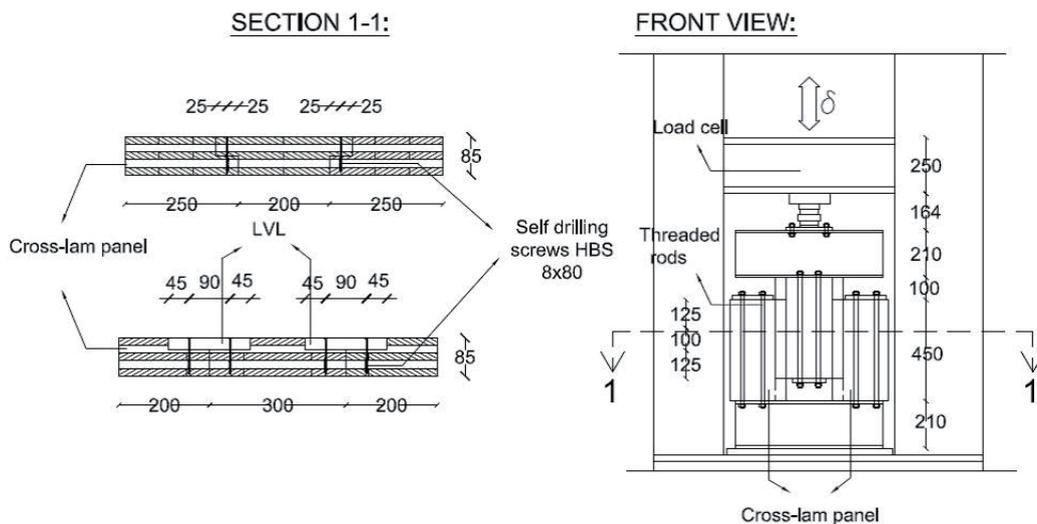


Fig. 4.3: Test setups for in-plane shear testing of screwed connections between adjacent walls (measures in mm).

### 4.3 Full-scale wall test setups

Cyclic tests on full-scale cross-lam panels subjected to lateral load were also carried out, with the aim to understand better how all the aforementioned connectors behave when used in the lateral load resisting systems.

In total 15 different types of configurations were tested, including single walls and coupled walls with in-plane screwed connections. Different connection layouts were used, with the aim to investigate how they affect the entire wall behavior and, possibly, optimize the structural performance.

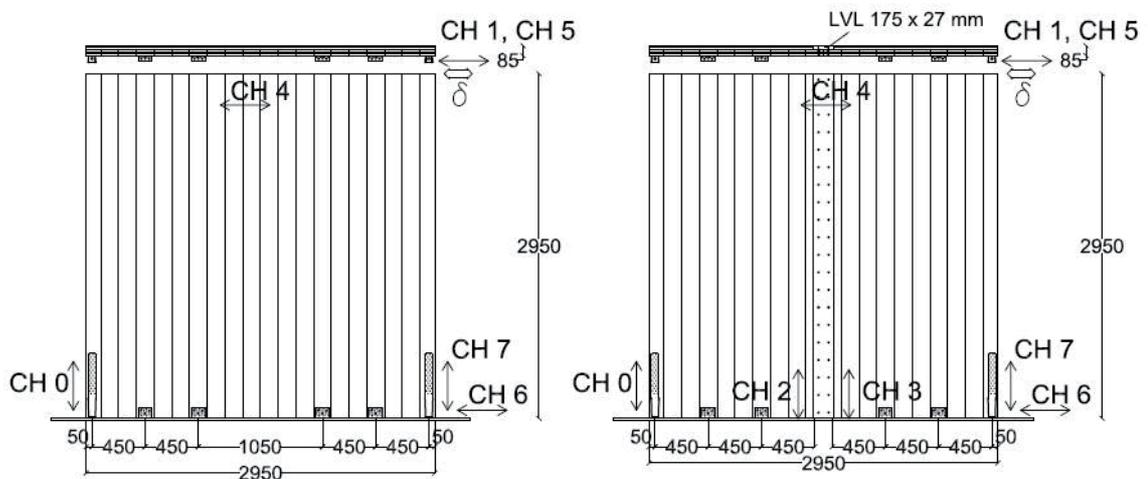


Fig. 4.4: Wall panel test configurations - single wall (left) and coupled wall panel with LVL strip joint (right) (measures in mm).

## 5 Test results and discussion

### 5.1 Cyclic tests of hold-downs

All cyclic tests of hold-downs in axial (tension) direction revealed mainly deformation of nails due to vertical displacement of the load cell. After the end of the tests, the steel part of hold-down was virtually undamaged. Failures occurred due to pullout of the nails, either by tearing of the nail cap or by a combination of nail withdrawal and bending. Fig. 5.1 shows a typical hysteresis loop for hold-downs in tension.

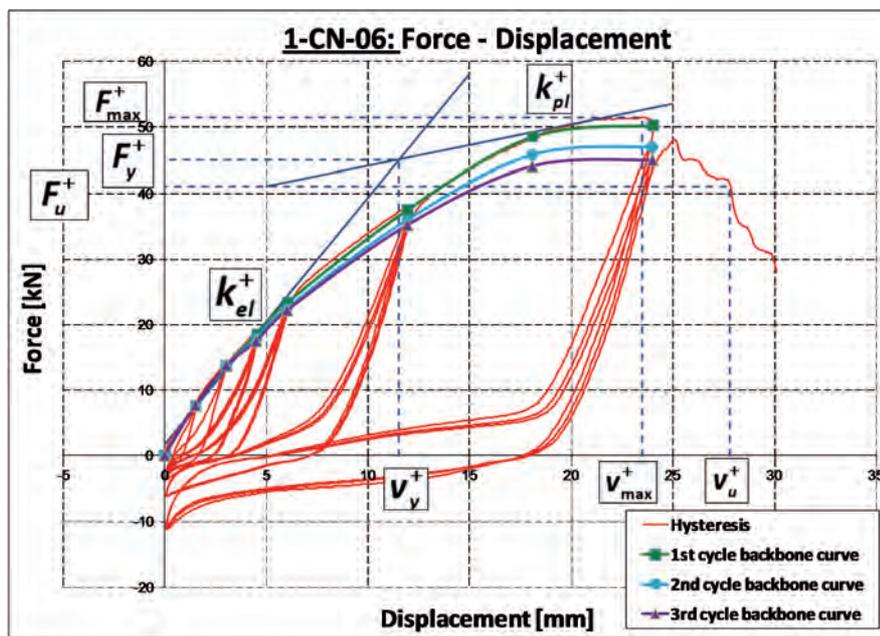


Fig. 5.1: Hysteresis loops of a hold-down loaded in tension



Fig. 5.2: Photo of experimental setup of a hold-down loaded in tension

In the shear direction, mainly deformation of the steel parts of hold-down was observed, leading to failure of the steel due to local buckling or to a combination of bending of steel and withdrawal of nails.

Both failure mechanisms occurred at very high (more than 100 mm) displacement levels. At the ultimate slip value of 30 mm, according to EN 12512, the connections were still in the second linear branch of the backbone curve (see Fig. 5.3)

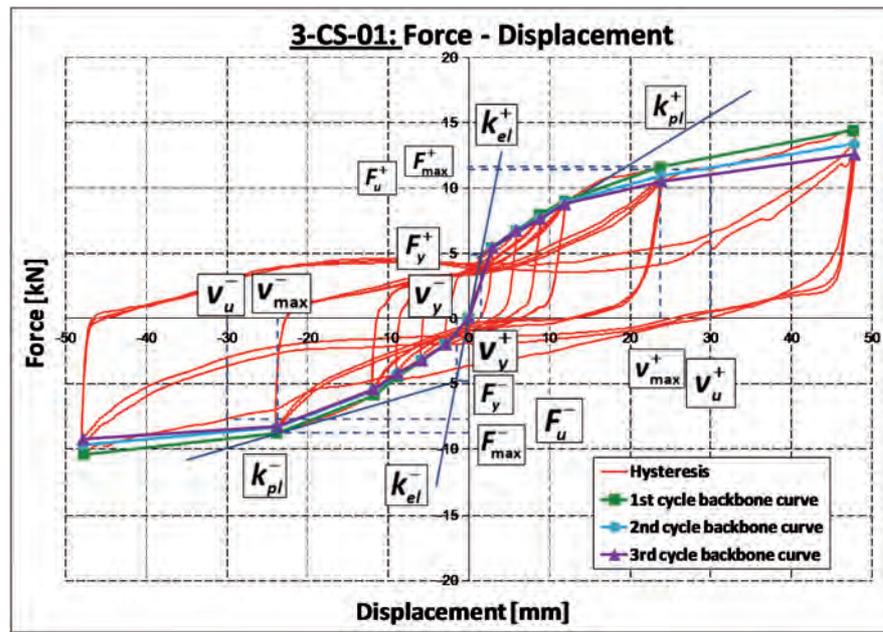


Fig. 5.3: Hysteresis loops of a hold-down loaded in shear

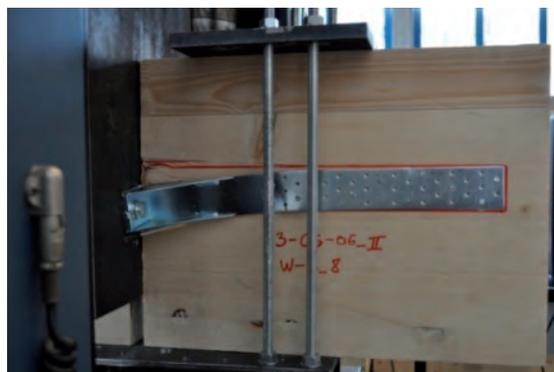


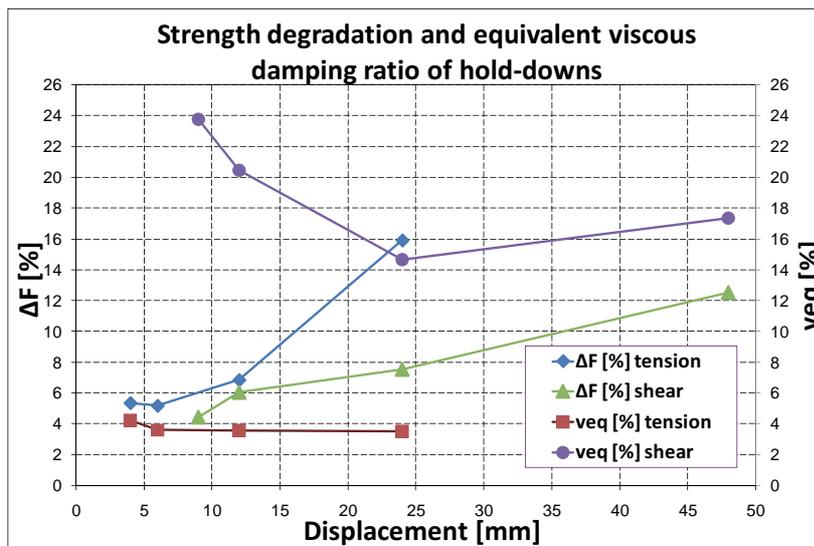
Fig. 5.4: Photo of experimental setup of a hold-down loaded in shear

Tab. 5.1 lists the strength and deformation properties of hold-downs loaded in tension and in shear according to EN12512 (2001). Both mean value ( $\bar{x}$ ) and coefficient of variation (COV) are displayed for each property. More specifically, in Tab. 5.1  $F_y$  and  $v_y$  signify yielding load and yielding displacement;  $F_{max}$  and  $v_{max}$  are maximum load and maximum displacement;  $F_u$  and  $v_u$  are ultimate load and ultimate displacement;  $D$  signifies ductility ratio;  $k_{el}$  and  $k_{pl}$  are elastic and plastic stiffness.

Property	Unit	Hold-downs tension		Hold-downs shear	
		$\bar{x}$	COV [%]	$\bar{x}$	COV [%]
$F_y$	[kN]	40.46	8.11	3.64	33.85
$v_y$	[mm]	8.80	21.79	1.25	32.52
$F_{max}$	[kN]	48.33	5.37	10.13	9.85
$v_{max}$	[mm]	20.30	14.17	26.89	10.34
$F_u$	[kN]	38.79	5.31	9.83	8.32
$v_u$	[mm]	23.75	13.82	30.00	0.00
D	[-]	2.76	16.25	26.78	38.85
$k_{el}$	[kN/mm]	4.51	14.34	3.16	43.53
$k_{pl}$	[kN/mm]	0.75	14.37	0.28	7.64
Ductility class		L		H	

**Tab. 5.1:** Mechanical properties of hold-downs according to EN12512, 2001.

The pull-out (tensile) strength was almost five times larger than the shear strength, while the ductility behaviour was significantly better in shear as was the dissipated energy (Fig. 5.5), resulting in an equivalent viscous damping  $v_{eq}$  ranging from 15% to 24%, as opposed to 3-4% in the axial direction. This difference is mostly due to bending of steel under shear loading.



**Fig. 5.5:** Strength degradation  $\Delta F$  and equivalent viscous damping  $v_{eq}$  of hold-downs.

Based on the statistical analysis of the 6 cyclic tests in shear and tension, the overstrength factors were calculated as the ratio between the 95<sup>th</sup> and the 5<sup>th</sup> percentile of the peak strength  $F_{\max}$  distribution (Jorissen and Fragiacomio, 2010, 2011). The overstrength factors were evaluated with three different statistical approaches, finding a range of variation from 1.2 to 1.3 and 1.4 to 1.6 for tension and shear load, respectively. The approach from EN 14358 (2007) gave the most conservative value, as the standard procedure requires larger variance.

Distribution type	Hold-downs tension			Hold-downs shear		
	$F_{0.05}$ [kN]	$F_{0.95}$ [kN]	$\gamma_{ov}$ [-]	$F_{0.05}$ [kN]	$F_{0.95}$ [kN]	$\gamma_{ov}$ [-]
Normal	44.06	52.61	1.19	8.49	11.77	1.39
Log-normal	44.15	52.78	1.20	8.62	11.82	1.37
EN14358	42.40	54.95	1.30	8.02	12.69	1.58

**Tab. 5.2:** Overstrength factors of hold-downs.

## 5.2 Cyclic test on angle brackets

The main load-carrying direction for the angle brackets is shear, however the tests showed also a relatively good behaviour in tension. Failures in tension occurred in the steel base around the anchor bolt (Fig. 5.7) which was pulled through the angle bracket. That resulted in a sudden significant drop of resistance. The upper part of the angle bracket, which was nailed to the wooden panel, was hardly deformed.

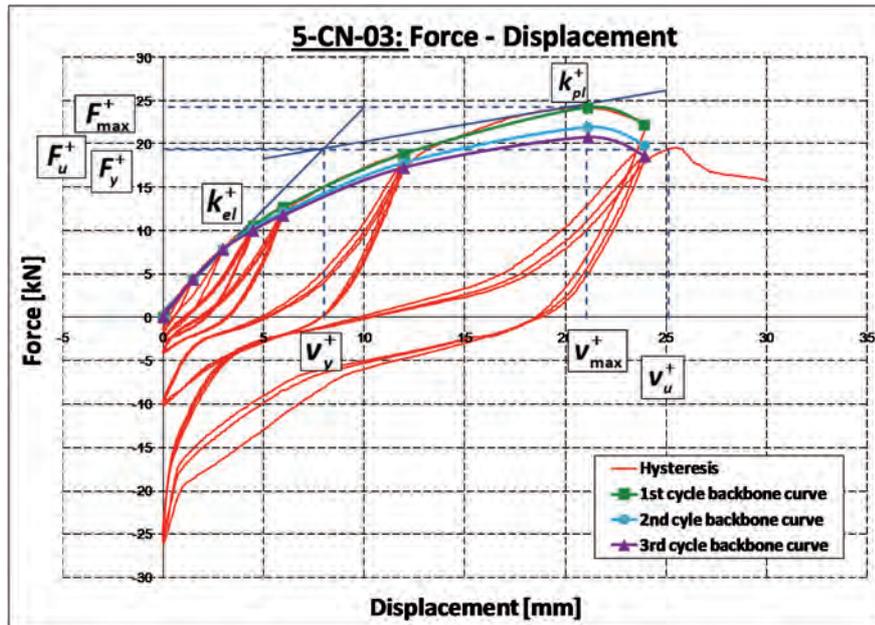


Fig. 5.6: Hysteresis loops of an angle bracket loaded in tension



Fig. 5.7: Photo of experimental setup of an angle bracket loaded in tension

A different cyclic behaviour was observed under shear loading. A slight ovalisation of steel angle around the bolt resulted in a local drop of strength (see Fig. 5.8) in each cycle but it did not affect significantly the overall connection behaviour. The failure mode was yielding of the nails with 2 hinges formation (mode 'e' according to Eurocode 5 Part 1 (CEN 2004)).

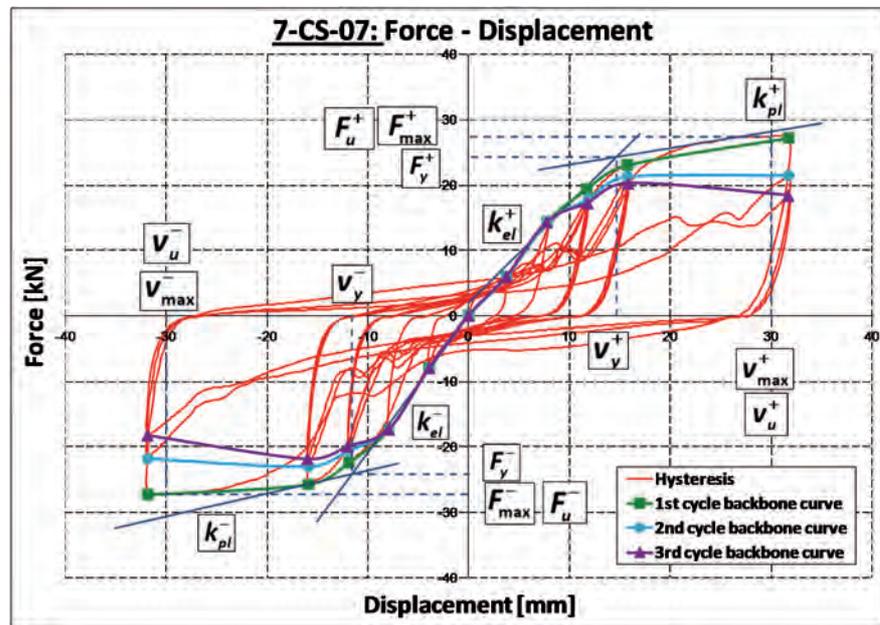


Fig. 5.8: Hysteresis loops of an angle bracket loaded in shear

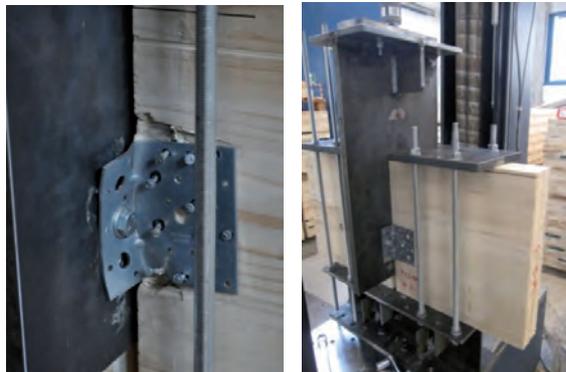


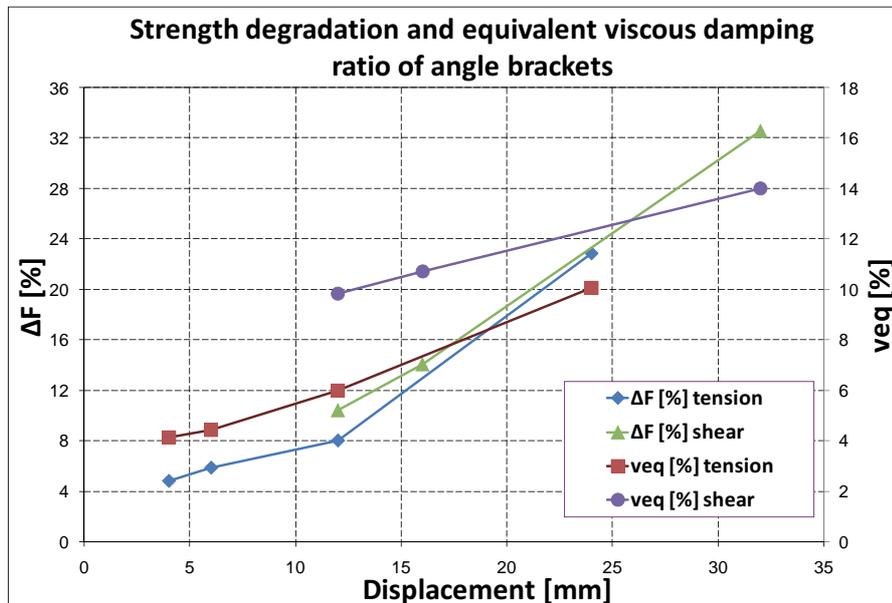
Fig. 5.9: Photo of experimental setup of an angle bracket loaded in shear

In terms of strength and stiffness, the behaviour of the angle brackets was fairly similar in tension and shear (Tab. 5.3), despite the failure mechanisms being rather different. This fact leads to the conclusion that angle brackets contribute quite significantly to the overall wall resistance not just with their shear resistance but also with their tension resistance.

Property	Unit	Angle brackets tension		Angle brackets shear	
		$\bar{x}$	COV [%]	$\bar{x}$	COV [%]
$F_y$	[kN]	19.22	2.73	22.98	5.18
$v_y$	[mm]	7.26	9.03	11.74	5.86
$F_{max}$	[kN]	23.47	4.32	26.85	3.15
$v_{max}$	[mm]	17.69	9.62	27.28	12.78
$F_u$	[kN]	18.74	4.32	26.19	4.47
$v_u$	[mm]	23.19	6.14	30.00	0.00
D	[-]	3.21	6.81	2.60	5.33
$k_{el}$	[kN/mm]	2.52	9.76	2.09	16.40
$k_{pl}$	[kN/mm]	0.42	9.56	0.35	16.27
Ductility class		L		L	

**Tab. 5.3:** Mechanical properties of angle brackets according to EN12512, 2001.

The degradation of strength from the 1<sup>st</sup> to the 3<sup>rd</sup> cycle was found to be linearly dependent on the input displacement. The deformation of nails and steel bracket in shear resulted in an equivalent viscous damping  $v_{eq}$ = 10-14%, while in tension it was 3-4% lower.



**Fig. 5.10:** Strength degradation  $\Delta F$  and equivalent viscous damping  $v_{eq}$  of angle brackets.

The overstrength factors were found to range from 1.1 to 1.3 in both tension and shear. This result is consistent with the values of 1.26 in shear and 1.18 in axial direction proposed by Fragiaco et al. (2011) for angle bracket BMF105 with ten 60 mm nails.

Distribution type	Angle brackets tension			Angle brackets shear		
	F <sub>0.05</sub> [kN]	F <sub>0.95</sub> [kN]	$\gamma_{ov}$ [-]	F <sub>0.05</sub> [kN]	F <sub>0.95</sub> [kN]	$\gamma_{ov}$ [-]
Normal	21.81	25.14	1.15	25.46	28.24	1.11
Log-normal	21.85	25.18	1.15	25.49	28.27	1.11
EN14358	20.81	26.43	1.27	23.82	30.42	1.27

**Tab. 5.4:** *Overstrength factors of angle brackets.*

### 5.3 Cyclic test of in-plane screwed joints

Two different types of joints were tested, both of them under in-plane shear. Failure mechanisms were the same in both cases, being due to yielding of screws, which fractured in some tests.

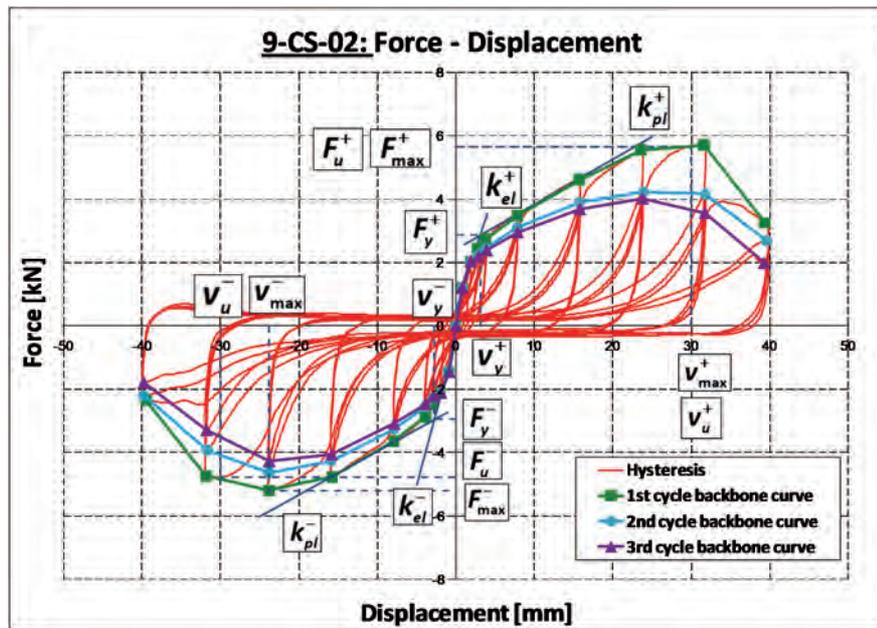


Fig. 5.11: Hysteresis loops of an over-lapped screwed joint between adjacent panels loaded under in-plane shear



Fig. 5.12: Photo of experimental setup of an over-lapped screwed joint between adjacent panels loaded under in-plane shear

In the case of over-lapped joints, four screws were used in total, two for each shear plane. For joint configurations with LVL strips, twice the number of screws was used as this connection type is effectively two joints (X-LAM - LVL and LVL - X-LAM) between adjacent panels (Fig. 5.12 and Fig. 5.14). The results are presented for one screw in an over-lapped joint and two screws in a joint with LVL strip.

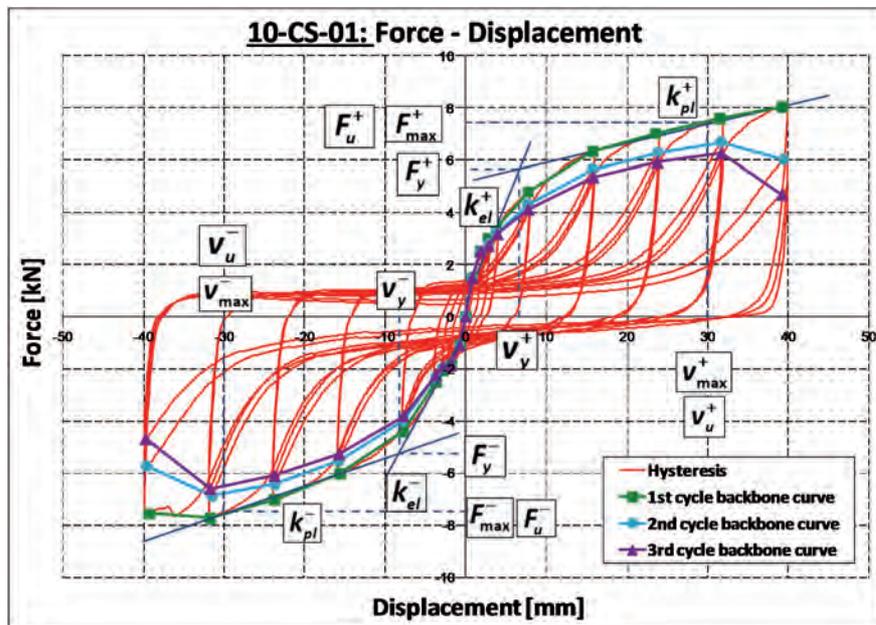


Fig. 5.13: Hysteresis loops of a screwed joint with LVL strips between adjacent panels loaded under in-plane shear



Fig. 5.14: Photo of experimental setup of a screwed joint with LVL strips between adjacent panels loaded under in-plane shear

The mechanical properties are presented in Tab. 5.5 for both types of connections.

Property	Unit	Over-lapped joint		LVL joint	
		$\bar{x}$	COV [%]	$\bar{x}$	COV [%]
$F_y$	[kN]	3.23	11.95	4.85	17.67
$v_y$	[mm]	2.55	11.99	5.70	22.75
$F_{\max}$	[kN]	5.25	13.18	6.96	8.82
$v_{\max}$	[mm]	23.50	9.81	28.96	8.84
$F_u$	[kN]	4.61	15.98	6.83	12.66
$v_u$	[mm]	29.83	1.37	30.00	0.00
D	[-]	12.12	11.01	5.71	21.49
$k_{el}$	[kN/mm]	1.24	18.59	0.84	16.28
$k_{pl}$	[kN/mm]	0.11	20.01	0.10	39.81
Ductility class		H		H	

**Tab. 5.5:** Mechanical properties of in-plane screwed joints according to EN12512, 2001.

Joints with LVL strips proved to be a better energy dissipation system, resulting in higher equivalent viscous damping ratios than over-lapped joints. After reaching relatively high displacement values, screws in over-lapped joints fractured, which was not the case in the joints with LVL strips. It should be noticed that the lower ductility ratio obtained for the LVL joint is mostly due to ending the test once the 30 mm slip ultimate displacement was attained, as prescribed by EN12512. If the test had continued beyond that value, the ultimate slip would have probably doubled leading to roughly the same value of the coefficient of ductility in both cases.

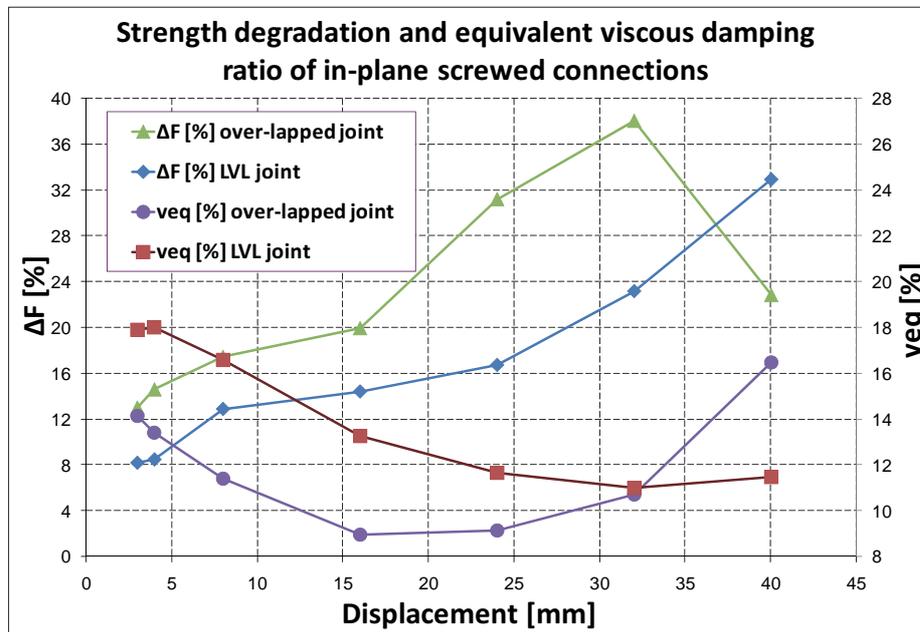


Fig. 5.15: Strength degradation  $\Delta F$  and equivalent viscous damping  $v_{eq}$  of screwed joints between adjacent panels loaded under in-plane shear.

In comparison with hold-downs and angle brackets, test results of strength capacity of in-plane screwed joints were more scattered, which resulted in higher coefficients of variation (8-13%) and consequently in higher values of the overstrength factor (1.5-1.9 for over-lapped joints and 1.3-1.5 for joints with LVL strips).

Distribution type	Over-lapped joint			LVL joint		
	$F_{0.05}$ [kN]	$F_{0.95}$ [kN]	$\gamma_{ov}$ [-]	$F_{0.05}$ [kN]	$F_{0.95}$ [kN]	$\gamma_{ov}$ [-]
Normal	4.12	6.39	1.55	5.95	7.97	1.34
Log-normal	4.20	6.48	1.54	6.00	8.02	1.34
EN14358	3.81	7.14	1.88	5.62	8.56	1.52

Tab. 5.6: Overstrength factors of in-plane screwed joints.

#### 5.4 Cyclic test on walls and comparison with analytical calculation methods

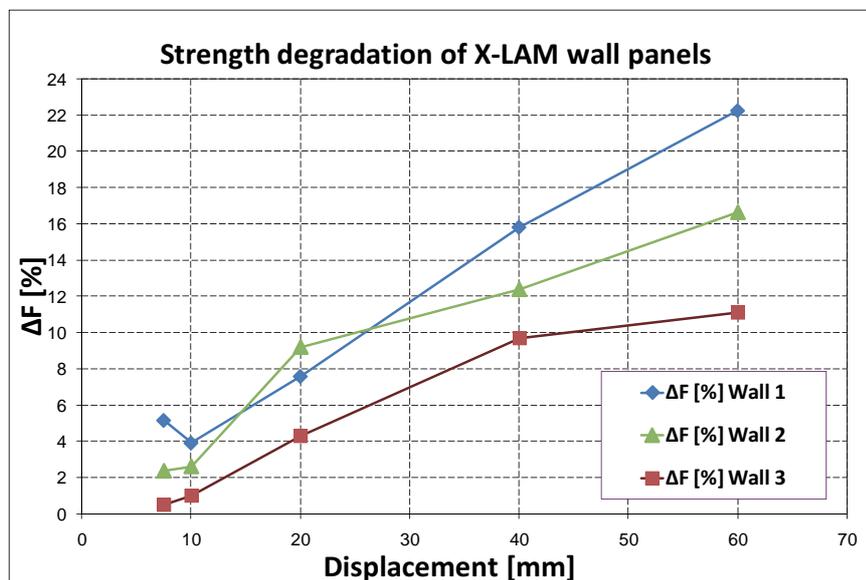
Full-scale wall panel tests were performed on different configurations where the same types of connections presented in the previous part of the paper were used. The objective of the research was to investigate how different connectors and wall layouts influence the overall behaviour of the wall configuration. In this paper experimental values of mechanical properties for three different wall configurations are presented:

- Wall 1: a single wall panel (295x295 cm);
- Wall 2: a coupled wall panel (two panels 147.5x295 cm) with an over-lapped screwed joint (10 screws 8x80 mm);
- Wall 3: a coupled wall panel (two panels 147.5x295 cm) with an LVL strip joint (2x10 screws 8x80 mm).

All walls were anchored with two hold-downs with 12 nails 4x60 mm at the edges of panels, and four angle brackets with 11 nails 4x60 mm (Fig. 4.4). A constant static vertical load of 18.5 kN/m was applied during the tests.

Property	Unit	Wall 1	Wall 2	Wall 3
$F_y$	[kN]	87.17	64.56	69.28
$v_y$	[mm]	16.96	13.36	18.32
$F_{max}$	[kN]	104.21	84.36	91.81
$v_{max}$	[mm]	47.18	46.19	64.75
$k_{el}$	[kN/mm]	4.77	4.53	3.46
$k_{pl}$	[kN/mm]	0.80	0.75	0.58

**Tab. 5.7:** Mechanical properties of tested X-LAM wall panels according to EN12512, 2001.



**Fig. 5.16:** Strength degradation  $\Delta F$  of wall panels.

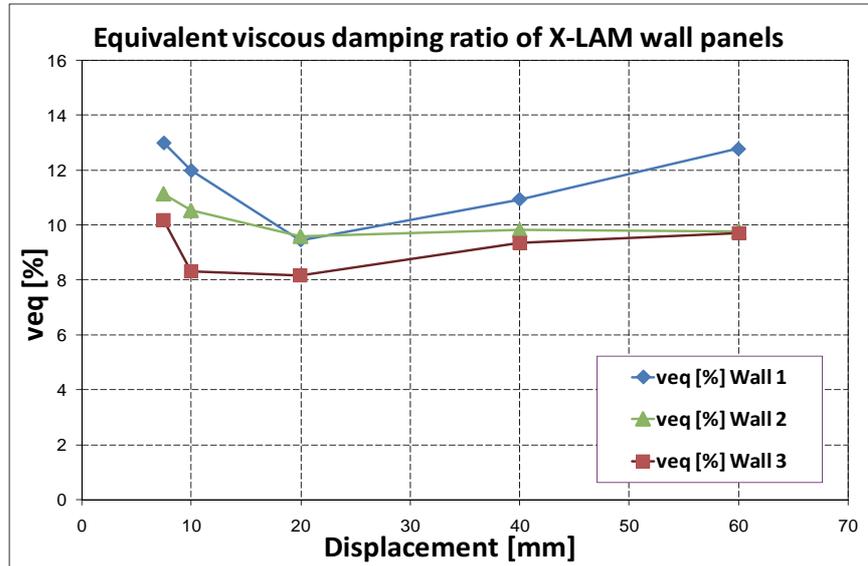


Fig. 5.17: Equivalent viscous damping ratio  $v_{eq}$  of wall panels.

Due to paper length limitations experimental-analytical comparison of only Wall 1 configuration is investigated. The lateral force-top horizontal displacement (channels 1 and 5 - see Fig. 4.4), force-bottom vertical displacement (channels 0 and 7 - see Fig. 4.4) and force-bottom horizontal displacement (channel 6 - see Fig. 4.4) backbone curves of the Wall 1 test are displayed in Fig. 5.18, Fig. 5.19 and Fig. 5.20, respectively, together with the analytical calculations using the simplified analytical method described in Section 2. In the analytical method, the experimental 1<sup>st</sup> cycle backbone curves of the connectors were approximated with a tri-linear curve.

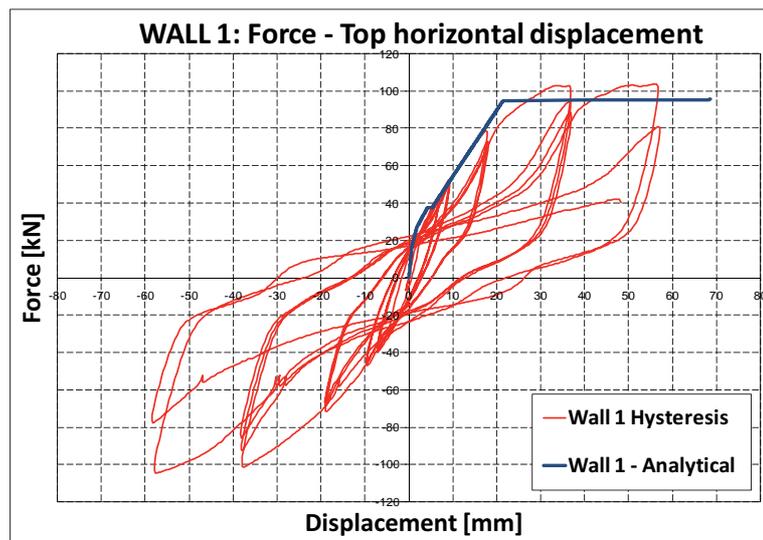


Fig. 5.18: Hysteresis loops of top horizontal displacement for wall panel #1, and analytical prediction.

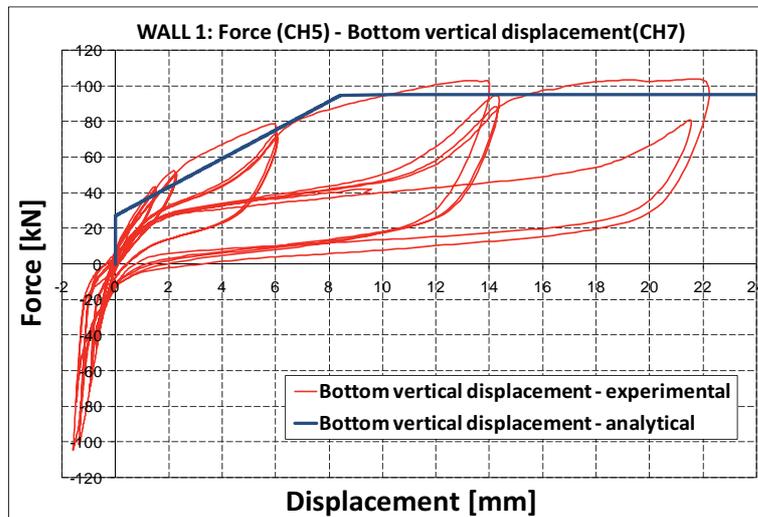


Fig. 5.19: Hysteresis loops of bottom vertical displacement for wall panel #1, and analytical prediction.

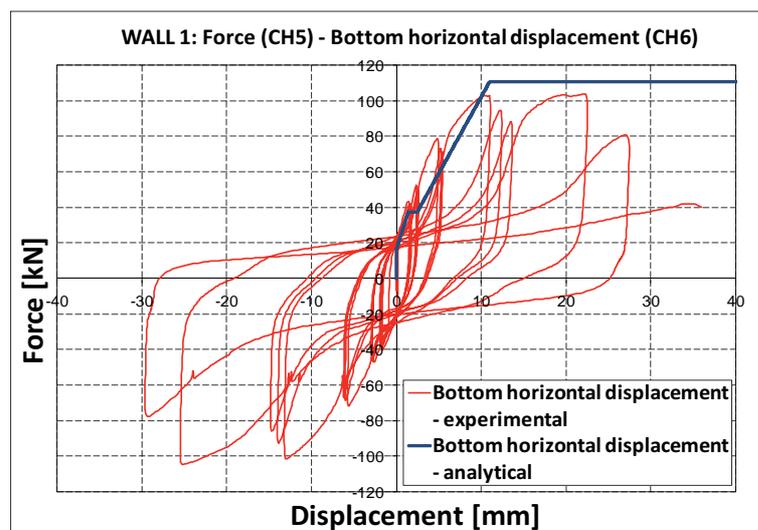


Fig. 5.20: Hysteresis loops of bottom horizontal displacement for wall panel #1, and analytical prediction.

The analytical method allows the evaluation of the different contributions (rocking, bending deformation, shear deformation and slip) to the total top wall lateral deflection. Such contributions to the maximum top horizontal displacement of Wall 1 were 71.5% for rocking, 20% for slip, 7% for shear deformation, and only 1.5% for bending deformation. Estimation of axial and shear forces resisted by each connector within the wall was also performed (Tab. 5.8). Wall 1 configuration with different number of connectors was analysed using the analytical approach. The angle brackets can contribute up to 50% on the total resistance of the wall to lateral load (in case of Wall 1 configuration - 2H+4A), by pointing out that their axial effect should not be neglected in the equilibrium of the wall under lateral forces.

Wall configuration	$F_{H,a}$	$F_{A,a}$	$F_{H,s}$	$F_{A,s}$
A = Angle bracket				
H = Hold-down	[%]	[%]	[%]	[%]
2H + 2A	66.29	33.71	13.10	86.90
2H + 3A	56.72	43.28	9.09	90.91
2H + 4A	49.57	50.43	6.98	93.02
4H + 2A	79.70	20.30	77.42	22.58
4H + 3A	72.39	27.61	69.56	30.44
4H + 4A	66.29	33.71	23.10	76.90

**Tab. 5.8:** *Percentage of axial and shear forces in hold-downs and angle brackets corresponding to the peak resistance for Wall 1 configuration and different number of connectors using the analytical method.*

Influence of vertical load on the top of the walls (0kN/m - 18.5kN/m) was also analysed. An increase in lateral resistance up to 40% was obtained by applying 18.5kN/m on the top of walls compared to the case where no vertical load is applied.

Wall configuration	Vertical load		
	0 kN/m	9.25 kN/m	18.5 kN/m
	$F_{max}$ [kN]	$F_{max}$ [kN]	$F_{max}$ [kN]
A = Angle bracket			
H = Hold-down			
2H + 2A	50.8	61.8	72.7
2H + 3A	61.0	74.6	88.3
2H + 4A	68.0	81.5	95.2
4H + 2A	96.4	110.1	123.7
4H + 3A	103.9	115.1	128.6
4H + 4A	108.7	122.4	136.0

**Tab. 5.9:** *Maximum horizontal (lateral) resistance for Wall 1 with different connector number and different vertical loads.*

## **6 Conclusions**

Several configurations of typical X-LAM connections and wall panels were investigated by means of cyclic tests, carried out according to EN 12512 standard. All important design quantities of connections such as stiffness, strength, impairment of strength, ductility, overstrength, and equivalent damping ratios were calculated. Wall configurations included different anchoring systems, single and coupled walls, and different types of screws to connect the panels. The test results confirmed that the layout and design of the joints is critical for the overall behaviour of the structural system.

While the in-plane deformations of cross-lam panels were almost negligible, concentration of forces and deformations occurred in a relatively small region, the connection parts, leading to local failure of the connectors. It was demonstrated that the axial stiffness and resistance of angle brackets is quite important and should not be neglected in the equilibrium of the wall under lateral forces. Also the favorable influence of the vertical load was found to be quite significant.

## **7 Acknowledgments**

The authors would like to acknowledge the contribution to this research of IVALSA laboratory staff Mario Pinna, Diego Magnago and Paolo Dellantonio. The research presented in this paper was carried out under the umbrella of the SOFIE project supported by the Autonomous Province of Trento, Italy.

## 8 References

- Ceccotti A., Lauriola M., Pinna M., Sandhaas C., 2006. SOFIE Project - Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels, Proceedings of the 9th World conference on timber engineering, August 6-August 10, Portland, Oregon, USA.
- Ceccotti A., 2008. New technologies for Construction of Medium-Rise buildings in Seismic Regions: The XLAM case, Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering, 2-2008, 156-165.
- Dujic B., Aicher S., Zarnic R., 2005. Racking of wooden walls exposed to different boundary conditions, Proceedings of the 38th CIB-W18 Meeting, paper 38-15-6. Karlsruhe, Germany.
- EN12512, 2001. Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. CEN, Brussels, Belgium.
- EN14358, 2007. Timber structures - Calculation of characteristic 5-percentile values and acceptance criteria for a sample. CEN, Brussels, Belgium.
- EN1993-1-8, 2005. Eurocode 3: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-8: Design of joints. CEN, Brussels, Belgium.
- EN1998-1, 2003. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN, Brussels, Belgium.
- Fragiacomo M., Dujic B., Sustersic I., 2011. Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions, Engineering structures, available online, doi:10.1016/j.engstruct.2011.05.020
- Italian Ministry for the Infrastructures, 2008. New technical regulation for construction. Decree of the Ministry for the Infrastructures, Ministry of Interior, and Department of the Civil Defence. Rome, Italy.
- Jorissen A., Fragiaco M., 2010. Ductility in timber structures, Proceedings of the 43th CIB-W18 Meeting, paper 43-7-2. Nelson, New Zealand.
- Jorissen A., Fragiaco M., 2011. General notes on ductility in timber structures, Engineering structures, in print.

# I Seismic Behaviour of Cross-Lam Timber Buildings

A. Ceccotti, C. Sandhaas, M. Yasumura



Prof. Ario Ceccotti

1993

RILEM Fellow, he has served as President of RILEM Coordinating Committee

since 2002

Director of the Trees and Timber Institute (IVALSA) of National Research Council (CNR) of Italy

2010

Responsible of SOFIE project ([www.progettosofie.it](http://www.progettosofie.it)) and Chairman of World Conference on Timber Engineering 2010 (WCTE 2010)

Associated Professor at the University of Venice IUAV, Faculty of Architecture.

He has served as Management Committee member of COST actions 508, E24 and E29.

Author of more than 150 papers and 2 books, mostly of them about timber construction structural behavior with particular emphasis on seismic performances of buildings.

Member of Drafting panel of Eurocode 5, ENV version and President of Timber Structures Italian Committee inside Italian Standardisation Body (UNI).

## 1 Abstract

In this paper the seismic performance of wooden buildings made of Cross-laminated-timber (XLAM) is illustrated as a part of an extensive research project undertaken in Trentino (Italy) to promote the use of XLAM for residential and non residential buildings. Strength, deformability and capability of dissipating energy are addressed. Design action reduction factor is also evaluated according to Seismic Eurocode format. Finally the amazing capability of shape keeping and self centering of such buildings under the design quake is highlighted.

### KEYWORDS

Seismic behaviour, timber structures, shaking table test, cross laminated timber.

## 2 Introduction

Buildings made of massive cross-laminated (X-lam) timber panels as wall and floor panels are becoming a stronger and economically valid alternative to traditional masonry or concrete buildings in Europe. Especially in seismic-prone countries as Italy, X-lam buildings are gaining more and more popularity among architects and customers. However, knowledge is limited about the earthquake behavior of such buildings although timber lends itself for earthquake applications due to its good weight-to-strength-ratio. Consequentially, a large research project, called SOFIE, was started to investigate, among other issues such as fire resistance, building physics and durability, the seismic behavior of X-lam buildings. Within this project, full-scale shaking table tests were carried out on a three-storey and a seven-storey specimens.

The product X-lam is made of spruce planks with a thickness of around 15 to 40mm assembled two-dimensionally and then spread with glue. On the glue line, the next layer of planks is assembled orthogonally to the lower layer. The result is a massive, dimension-stable plywood-type of plate material available in different total thicknesses according to different structural needs. With this very stiff and rigid product, multi-storey buildings can be easily achieved.

The comprehensive research project SOFIE is a cooperative project supported by the Trento Province, Italy and coordinated and conducted by the IVALSA-CNR (Trees and Timber Institute - Italian National Research Council). The shaking table tests of the project are carried out together with Japanese partners from Shizuoka University, Building Research Institute and the National Institute for Earth Science and Disaster Prevention, NIED. The tests on the seven-storey building were carried out on NIED's 3D 20x15m shaking table in Miki close to Kobe. It was the first time that a full-scale seven-storey building, of whatever material, was tested on a 3D shaking table.

One of the aims of SOFIE was to evaluate the earthquake performance of multi-storey X-lam buildings and to determine necessary parameters such as force reduction factors in order to design these buildings in earthquake regions. The earthquake project was divided in different research parts following a hierarchical structure; the tests started at material level and going over structural element level up to tests on full-scale 3D buildings:

- tests on connections and X-lam panels (bending tests);
- in-plane quasi-static reversed cyclic tests on wall panels with different connections and opening layouts and with different dimensions and amounts of vertical load;

- pseudo-dynamic tests on a one-storey specimen in 3 different opening layouts in the external walls parallel to the shaking direction and without vertical load;
- 1D-shaking table tests on a three-storey building of about 7m x 7m in plan and 10m of total height with 3 different openings (configuration A, B, C) on ground floor and 15 tons additional weight per storey;
- 3D-shaking table tests on a seven-storey building of about 7.5m x 13.5m in plane and 23.5m of height with 30 tons additional load per storey.

The following article will present the SOFIE project focusing on the shaking table tests and code implications. For more exhaustive information on cyclic and pseudodynamic test setup and results please refer to the literature (Ceccotti et al 2006, Lauriola et al 2006). Especially the evaluation of action reduction factors or behavior factors as they are called in Europe will be addressed. Behavior factors can be "used for design purposes to reduce the forces obtained from a linear analysis, in order to account for the non-linear response of a structure, associated with the material, the structural system and the design procedures" (Eurocode 8).

### 3 SOFIE Buildings

#### 3.1 Preparative Tests

The monotonic and cyclic tests on wall panels were carried out for two main reasons. First of all, first information was necessary to assess the cyclic behavior of wall elements, especially their racking behavior. The energy dissipation capacity of these important structural elements needed to be established and the connections had to be calibrated in order to get a ductile failure mode. No brittle failures of the connections should occur, as in this construction method with very rigid panels, all ductile behavior is concentrated in the connections. The second reason was the necessity to get input parameters for numerical modelling of X-lam structures under earthquake loading (for the modelling, please refer to Ceccotti 2008).

Consequently, in-plane monotonic and cyclic tests were carried out as described in the literature (Ceccotti et al 2006). The tests were carried out on 2.95m x 2.95m wall panels with different vertical loading. Various wall assemblies were tested; from ground floor panels to upper floor panels with and without openings.

The test outcomes confirmed the importance of the connections. The layout and design of the connections is influencing strongly the overall behavior of the structural system. The X-lam panels behaved almost completely rigid with no deformations. The found viscous elastic damping rate ranged from 11% to 18.5% which indicated a good dissipative behavior with broad hysteresis loops. The lateral load capacity was between 39kN/m and 48kN/m for the ground floor panels with a secant stiffness between 7.3kN/mm and 6.0kN/mm. The tests on wall panels hence showed, that the X-lam system had a high stiffness, but still good ductile and dissipating performances making it very promising for seismic purposes.

### 3.2 Geometry

The X-lam system is a modular system where all X-lam panels are pre-cut in factory, transported on site and then assembled storey by storey by installing the wall panels inclusive all connections before putting the floor panels on top of the walls. This platform-frame principle is not the only possible method; X-lam wall panels could also reach over multiple storeys. Two representative photos of this construction system are shown in Fig. 3.1 and Fig. 3.2. The single panels are usually connected by commercially available steel connectors and nails and/or self-drilling screws.



Fig. 3.1: Typical X-lam building (Photo Rasom wood technology)



Fig. 3.2: Three-storey SOFIE building

As can also be seen in Fig. 3.2, both SOFIE buildings were entirely made of X-lam panels made from spruce coming from certified forests in the Trentino region in Northern Italy. The panel thickness of the three-storey building was 85mm for the wall panels and 142mm for the floor panels whereas the thickness of the floor panels remained the same for the seven-storey building with wall thicknesses of 142mm for the two lower storeys, 125mm for storeys 2 and 3 and 85mm for storeys 4,5 and 6. The wall panel thickness was thus varied according to the structural needs; however, inner and outer walls were of the same thickness.

In Fig. 3.3, the geometry of the three-storey building in configuration C can be seen. This building was tested with three different ground floor openings:

- Configuration A with three openings of 1.20m x 2.20m;
- Configuration B with three openings of 2.25m x 2.20m;
- Configuration C with one opening of 4.00m x 2.20m in one outer wall and two other openings of 2.25m x 2.20m (see Fig. 3.3).

The seven-storey building was tested in only one configuration whose geometry can be seen in Fig. 3.4 and Fig. 3.5.



Fig. 3.3: Plan views and elevations of three-storey building in configuration C

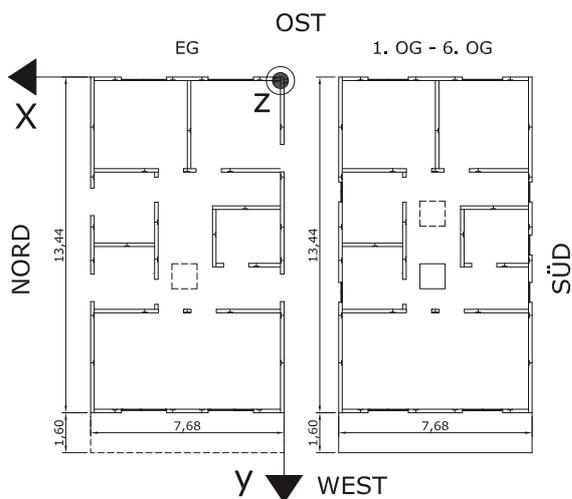


Fig. 3.4: Plan views of seven-storey building

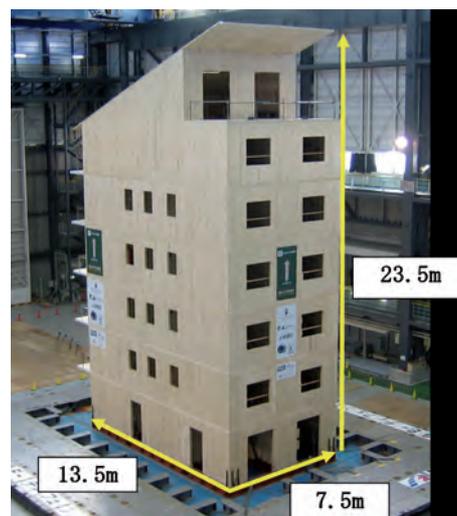


Fig. 3.5: Seven-storey building

### 3.3 Connections

The connections were calibrated during the monotonic and cyclic tests as already stated. Not only the connection type, but also the number of nails were determined in order to get a ductile failure mode of the connections. The horizontal forces were taken by the in regular distances arranged shear connectors (Fig. 3.6, c+d), which connect the floor panels (resp. the foundation) with the upper walls. The shear connectors were fastened with annular ringed shank nails. Hold-down anchors (Fig. 3.6, a+b) were arranged in the building corners and at the door openings to take the high uplifting forces resulting from the high horizontal seismic shear. Simpson HTT22-hold-down anchors as shown in Fig. 3.6b were chosen for the three-storey building. The HTT22 were fastened to the wall panels with annular ringed shank nails. For the seven-storey building, these hold-down anchors had to be replaced by specially fabricated 'IVALSA'-hold-downs as shown in Fig. 3.6a. The reason for this were the considerably higher uplift forces in the seven-storey building which could not be taken by the weaker HTT22. The special 'IVALSA' hold-downs were fastened to the wall panels with lag screws. The uplift-connection between the storeys is shown in Fig. 3.7 and consisted of two hold-down anchors connected through the floor slab with a rod.

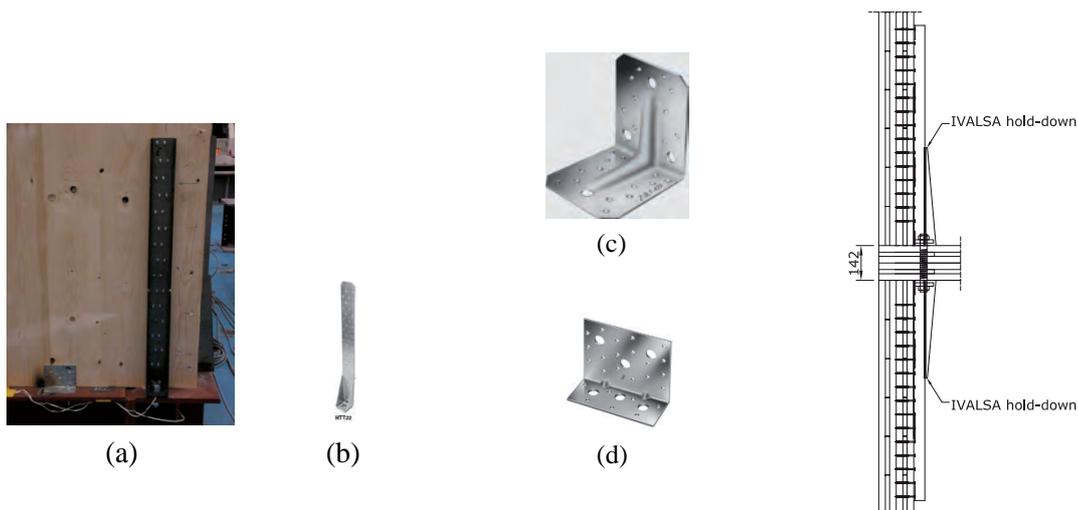


Fig. 3.6: (a) 'IVALSA' anchor of 7-storey-building  
 (b) Simpson HTT22-hold-down  
 (c) Shear connector upper storeys  
 (d) Shear connector ground floor

Fig. 3.7: Interstorey hold-down connection

The in-plane wall-to-wall connection was made with notches in the two adjacent panels covered by an LVL-strip fastened with self-drilling screws (Sandhaas et al 2009). All other connections such as the connections of the floor slabs and the connection of the floor slabs on the lower walls were done with self-drilling screws.

Generally, a hierarchical system of designing the connections was used. Critical connections like the connection of the perpendicular wall panels in the building corners were designed to be stiff as well as the connection of the floor slabs to the lower walls. These connections should not fail during an earthquake. The ductility and energy dissipation of the X-lam buildings were assigned to the uplift connections (hold-downs), the shear connectors and the in-plane wall-to-wall connection.

### 3.4 Additional Load

In Europe, X-lam buildings are usually very heavy. Due to acoustical insulation, an extra layer of sand and a floating floor is added. Furthermore, the tested buildings was not finished, but consisted only of the wooden elements. Therefore, additional loading has to account for the heavy floors, insulation and other wall finishing as well as for 30% percent of imposed loads as required by (Eurocode 0). The three-storey building was additionally loaded as shown in Fig. 3.8 with 15t per storey; the seven-storey building with 30t per storey. In total, the three-storey building weighed 465kN whereof 30kN additional load. The seven-storey building had a total weight of 2840kN whereof 1500kN additional loading.



*Fig. 3.8: Additional load on floor*

### 3.5 Testing Sequence

#### 3.5.1 Three-Storey Building

The three-storey building was tested on the 1D shaking table of NIED in Tsukuba, Japan with three different earthquakes: Kobe JMA N-S, El Centro and the Italian earthquake of Nocera Umbra. The peak ground accelerations (PGAs) of the earthquakes were sequentially increased from 0.15g to 0.5g for all three configurations. Only configuration C was tested up to near collapse increasing further the PGAs.

#### 3.5.2 Seven-Storey Building

The seven-storey building was tested on the 3D shaking table of NIED in Miki, Japan. First 1D earthquakes were applied, then 2D earthquakes and the last 4 earthquakes were 3D earthquakes using all three earthquake components N-S, E-W, U-D. Tab. 3.1 shows the test sequence and in Fig. 3.4 and Fig. 3.5, the definition of the directions can be seen.

test number	input	direction	dimension	intensity	PGA	
					in x	in y
1	step	X,Y	2D		0.3g	0.3g
2	Nocera Umbra E-W	Y	1D	70%	-	0.35g
3	Nocera Umbra E-W	Y	1D	100%	-	0.5G
4	JMA Kobe N-S	Y	1D	60%	-	0.5g
5	JMA Kobe E-W	X	1D	50%	0.3g	-
6	step	X, Y	2D	-		0.3g
7	JMA Kobe N-S	Y	1D	100%	-	0.82g
8	step	X, Y	2D	-	0.3g	0.3g
9	JMA Kobe E-W	X	1D	100%	0.6g	
10	step	X, Y	2D	-	0.3g	0.3g
11	step	X, Y	2D	-	0.3g	0.3g
12	JMA Kobe interrupted	X, Y, Z	3D	100%	0.6g	0.82g
13	step	X, Y	2D	-	0.3g	0.3g
14	step	X, Y	2D		0.3g	0.3g
15	Kashiwazaki R1	X, Y, Z	3D	50%	0.155g	0.34g
16	step	X, Y	2D		0.3g	0.3g
17	step	X, Y	2D		0.3g	0.3g
18	JMA Kobe	X, Y, Z	3D	100%	0.6g	0.82g
19	steo	X, Y	2D		0.3g	0.3g
20	step	X, Y	2D		0.3g	0.3g
21	Kashiwazaki R1	X, Y, Z	3D	100%	0.311g	0.68g
22	step	X, Y	2D		0.3g	0.3g

**Tab. 3.1:** Test sequence of seven-storey building

### 3.6 Instrumentation

The instrumentation of these full-scale dynamic tests was rather complex; for the seven-storey 3D test, a total of 266 channels were used. The main measuring systems are presented in Fig. 3.9 to Fig. 3.12:

- Interstorey drift, measured from lower to upper floor slab (Fig. 3.9);
- Uplift at corner hold-downs (Fig. 3.10);
- Deformation of the in-plane wall-to-wall connection (Fig. 3.11);
- Accelerations in the different storeys.

In the seven-storey building, other deformations such as the slip between floor panels or the deformation of the connection with inclined self-drilling screws between floor slabs and lower walls have not been explicitly measured, as they were designed to be very stiff and no deformation was expected. The previous test on the three-storey building, where these values had been measured, confirmed this assumption and the designing procedure.



*Fig. 3.9: Interstorey drift*



*Fig. 3.10: Uplift*



*Fig. 3.11: In-plane wall-to-wall joint*



*Fig. 3.12: Accelerometers*

### 3.7 Near-Collapse Criterion

The near-collapse criterion of both shaking table tests was defined as the failure in one or more hold-down anchors (broken nails, screws, bolts or steel plate).

### 3.8 Design of the Three-Storey Building

As the building is regular in plan and elevation, the simplified method according to (Eurocode 8) chapter 4.3.3.2 could be used, which works with equivalent horizontal forces reduced by a behavior factor. First, the seismic base shear was determined with:

$$F_b = \gamma_I \cdot m \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{2}{q} \quad [3-1]$$

where

$\gamma_I$  = importance factor of the building (taken equal to 1 as for residential buildings);

$m$  = total mass of the building;

$a_g$  = design ground acceleration;

$S$  = soil factor;

$q$  = action reduction factor a.k.a. behavior factor to reduce design forces obtained from a linear calculation in order to account for the capability to dissipate energy.

The seismic base shear calculated according to Eq. 3-1 is then distributed on the storeys by Eq. 3-2:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad [3-2]$$

where

$z_i$   $z_j$  are the heights of the masses  $m_i$   $m_j$  above the level of application of seismic action.

The value for  $a_g$  was taken to 0.35g, which is the highest PGA for the Italian territory. As nothing was yet known about a behavior factor  $q$  for X-lam buildings and in order to determine a preliminary  $q$ -factor after reaching the near-collapse criterion, a value of  $q = 1.0$ , purely elastic building response, was chosen.

The connections were then designed with the horizontal forces listed in Tab. 3.2 The number of connectors, nails and screws was determined. This number was decreasing on the upper floors as there the shear forces are smaller.

<b>Mass of the building</b>		
roof		45 kN
floor 2		210 kN
floor 1		210 kN
	<b>TOT</b>	<b>465 kN</b>
<b>seismic forces</b>		
<b>seismic base shear</b>		
Zone 1; $a_g =$		0,35
T1		0,20
Soil class B S =		1,25
q		1
$F_b = 2,5 \cdot (W \cdot S \cdot a_g) / q$		<b>509 kN</b>
<b>distribution on storeys</b>		
height		
	Zr (roof) =	9,40 m
	Z2 (floor 2) =	6,18 m
	Z1 (floor 1) =	3,09 m
horizontal forces per storey		
	Fr =	91 kN
	F2 =	279 kN
	F1 =	139 kN
shear per storey		
	Tr =	91 kN
	T2 =	370 kN
	T1 =	509 kN

Tab. 3.2: Seismic forces for three-storey building

### 3.9 Design of the Seven-Storey Building

The seven-storey building was designed accordingly with the following PGAs:

$a_g = 0.82g$  when shaking along Y (long direction);

$a_g = 0.6g$  when shaking along the short direction X.

The other changed parameter in comparison to the design of the three-storey building was the behavior factor  $q$ . This  $q$ -factor resulted to  $q = 3$  after the shaking table tests on the three-storey building as will be presented in the following chapter. Therefore, a behavior factor of  $q = 3$  was chosen to calculate the seismic base shear of the seven-storey building. Nevertheless an importance factor  $\gamma_1 = 1.5$  was chosen this time as for strategic buildings, i.e. buildings that must be completely operational even after a destructive quake (Hospitals, Civil protection headquarters, etc.).

## 4 Results

### 4.1 Three-Storey Building

The results of the three-storey building are summarized for configuration C in Tab. 4.1. Before the listed sequence of major earthquakes, no damage was observed in configurations A, B and C. Even after reaching the near collapse criterion, the building has kept its shape with no residual displacements and without major reparations. The near-collapse criterion was reached after the earthquake of Nocera Umbra with a PGA of 1.2g (original  $PGA_{max}$  of Nocera Umbra was 0.5g) as can be seen in Fig. 4.1. Most nails of ground floor hold-downs went broken.



Fig. 4.1: Hold-down failure after Nocera Umbra 1.2g

With this result, an evaluation on the behavior factor  $q$  for the tested building could be done. The strategy was as follows:

- Design the structure using  $q = 1$  according to the seismic code for a given design  $PGA_{u,code}$  (0.35g - which is the design ground acceleration corresponding to the most hazardous seismic zone of Italy);
- Define as "near-collapse" criterion the failure in one or more hold-downs;
- Analyse the test results and calculate  $q$  as the ratio between the  $PGA_{u,eff}$  value that caused the near-collapse of the building and the design value of the  $PGA_{u,code}$ .

Therefore, being the design ground acceleration  $PGA_{u,code}$  equal to 0.35g, by applying the quoted procedure, the  $q$  value is:

$$q = \frac{1.20}{0.35} = 3.4 \quad [4-1]$$

Record	PGA [g]	Restoring intervention (before the test)	Observed damage (after the test)
Nocera Umbra	0.50	Tightening of holdown anchor bolts.	None
El Centro	0.50	Tightening of holdown anchor bolts Replacing of screws in vertical joints between panel	None
Kobe	0.50	Idem	None
Kobe	0.80	Idem	Slight deformation of screws in vertical joints between panels
Kobe	0.50	Idem	None
Kobe	0.50	Tightening of holdown anchor bolts.	None
Kobe	0.80	Replacing of holdown anchors and tightening of bolts Replacing of screws in vertical joints between panel	Slight deformation of screws in vertical joints between panels
Nocera Umbra	1.20	Tightening of holdown anchor bolts Replacing of screws in vertical joints between panel	Holdown failure and deformation of screws in vertical joints between panels.

**Tab. 4.1:** Results of shaking table tests for configuration C en terms of observed damage

## 4.2 Seven-Storey Building

As already stated and based on the results of the shaking table tests on a three-storey X-lam building, the seven-storey building was designed with a behavior factor of  $q = 3$  and a  $\gamma_I = 1.5$ .

After the whole series of earthquakes as listed in Tab. 3.1 and after not even reaching a real near-collapse state, no residual displacement could be measured on final tests. Tab. 4.2 lists the observed damage after the also listed tests and the subsequent repair. Other measured deformations were a maximum uplift during JMA Kobe 3D 100%, test number 18, at ground floor level of 13.19mm which is smaller than the value resulting from cyclic tests at which the special 'IVALSA'-hold-down failed and which resulted to 30mm. The maximum interstorey drift during JMA Kobe 3D 100% resulted to 67mm between first and second storey - again smaller than the value of 80mm at which the connections failed during the cyclic test.

Test n.	input
16	step
Damage	No damage on hold-downs, loose hold-down bolts, pulling-out of nails in steel angles - especially on upper storeys.
Repair	Hold-down bolts tightened, ringed nails in steel angles driven back and some nails added.
19	step
Damage	Hold-downs in 2F and 3F (between floor slabs 1F/2F and 2F/3F) damaged but not failed (screws pulled out and bent, not broken), pulling-out of nails.
Repair	Hold-down bolts tightened (nothing else was done, pulled-out and bent screws were not changed), nails driven back.
22	step
Damage	Often: pulling-out of ringed nails in steel angles, no further damage observed

**Tab. 4.2:** Test results on seven-storey building in terms of damage and repair

## 5 Conclusions

The test outcomes indicate that XLAM buildings are very feasible for well performing construction in earthquake zones and the proposed behavior factor of  $q = 3$  is a reasonable value for seismic design of such buildings. At a PGA of 0.82g no significant damage occurred in the seven storey building designed with an importance factor  $\gamma_I = 1.5$  as for strategic buildings: not only did the building survive the single devastating earthquake JMA Kobe from 1995, but it also resisted a whole series of earthquakes in 1D and 3D keeping its shape and remaining fully operational.

## **6 References**

EN 1990:2002, Eurocode 0. Eurocode - Basis of structural design, CEN.

EN 1998-1:2004, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN.

Ceccotti A., 2008. New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case, *Structural Engineering International*, 18 (2), 156-165.

Ceccotti A., Lauriola M.P., Pinna M., Sandhaas C., 2006. SOFIE Project - Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels, *Proceedings WCTE*, Portland, USA.

Lauriola M.P., Sandhaas C., 2006. Quasi-static and Pseudo-Dynamic Tests on XLAM Walls and Buildings, *Proceedings COST ACTION E29*, Coimbra, Portugal.

Sandhaas C., van de Kuilen J.W.G., Boukes J., Ceccotti A., 2006. Analysis of X-lam Panel-to-Panel Connections under Monotonic and Cyclic Loading, *Proceedings CIB-W18 Meeting 42*, Paper 42-12-2, Dübendorf, Switzerland.



# J Advanced models for seismic analyses of timber buildings

M. Fragiaco, G. Rinaldin



Ass.-Prof. Massimo Fragiaco

- 1992 Diploma | University of Trieste (Italy)
- 1994 Civil Engineer, City Council of Trieste
- 1999 Research fellow, University of Trieste
- 2001 Ph.D | University of Venice (Italy)
- 2005 Senior Lecturer in Timber Engineering
- 2007 Associate Professor of Structural Design, University of Sassari (Italy)
- 2008 Recipient of a 5,000 € Research Prize offered by the University of Sassari, for the research activity during the period 2006-2007.



Ing. Giovanni Rinaldin

- 2006 Bachelor Degree in Civil Engineering, University of Trieste (Italy)
- 2009 Msc Degree in Civil Engineering, University of Trieste (Italy)
- 2009 Research fellow at Department of Civil Engineering, University of Trieste
- 2009 Civil Engineer, City Council of Treviso
- 2011 Master's degree in „Seismic design of Structures“

## 1 Abstract

The paper discusses the seismic analysis of multi-storey buildings made from cross-laminated timber panels ('crosslam'). The different analysis procedures allowed by the Eurocode 8 for seismic design, namely: (i) linear static ('lateral force'); (ii) linear dynamic ('modal response spectrum'); (iii) non-linear static ('push-over'); and (iv) non-linear ('time-history') analyses, are introduced. Some recommendations are given for an effective modelling of the building. Cross-laminated panels are schematized with two-dimensional Finite Elements with linear-elastic behaviour. Connections are modelled using linear elastic, non-linear elastic, and hysteretic springs for (i) and (ii), (iii), and (iv) analysis methods, respectively. Some suggestions on how to model non-symmetric connections such as hold-downs and angle brackets loaded in tension/compression using an elastic spring are given, as well as on how to approximate the actual non-linear behaviour with a linear elastic or an elasto-plastic equivalent behaviour. Information on push-over analyses and the N2 method for the seismic design of timber buildings is also provided. An advanced numerical model to describe accurately the features of the connection cyclic behaviour, namely: pinching effects, strength and stiffness degradation, and softening after the attainment of the peak strength is also introduced. This model allows the user to correctly characterize the non-linear behaviour of the connections, and to calculate the dissipated energy for single fasteners and also for more complex structures. A case study cross-lam multi-storey building analysed using the linear-dynamic and the non-linear static is also presented, together with the non-linear analysis of a wall panel subjected to cyclic tests, demonstrating the excellent approximation achievable using the proposed advanced model.

## 2 Introduction

The use of timber as a structural material has increased significantly in Europe in the last decade due to a number of reasons, which include reduced embodied energy, reduced Carbon Dioxide emissions, ease of transportation, rapidity of erection, aesthetic appearance, and excellent strength-to-density ratio. The last advantage allows light-weight timber structures to be constructed, with significant advantages over reinforced concrete and masonry buildings in terms of simpler foundation structures, and reduced seismic actions, which is of great importance as a significant portion of Europe is an earthquake-prone area. The evaluation of the seismic resistance is particularly important for multi-storey buildings, as this could be the criterion governing the design. Different types of construction systems can be used for multi-storey buildings, and they can be classified according to whether only the gravity load resisting system or also the lateral-load resisting system are made of timber. Among the second ones, the most commonly used in Europe are light-frame and cross-lam buildings. The former ones are made of walls constructed from small timber studs and plates with a plywood, OSB or gypsum board sheathing nailed on them (Van de Lindt et al. 2010). The studs and plates are then connected to the foundation and lower walls using hold-downs and bolts, respectively. The latter ones are constructed of solid wall panels and slabs made from cross-laminated timber, which are connected to the foundation and the lower panels using hold-downs and angle brackets, and to the adjacent panels using screws (Ceccotti et al. 2006a, Yates et al. 2008). This paper deals with the seismic design of crosslam building, and presents different design methods with particular emphasis on advanced numerical methods.

According to the Eurocode 8 - Part 1 (CEN 2003), four different types of analysis methods can be used in design of seismic-resistant structures: (i) linear-static analysis, also known as the 'lateral force method of analysis'; (ii) linear-dynamic analysis, also known as the 'modal response spectrum analysis'; (iii) non-linear static analysis, also known as the 'pushover analysis'; and (iv) non-linear dynamic analysis, also known as the 'non-linear time-history analysis'. The first two methods (i) and (ii) are based on a linear-elastic analysis and as such are conceptually simpler than methods (iii) and (iv). The energy dissipation of the structure under seismic actions is not explicitly considered in the structural analysis, but only implicitly taken into account by dividing the 'elastic' seismic actions by the behaviour factor  $q$ , which is tabled depending upon the type of lateral load-resisting system and its possibility to dissipate energy. In the other methods (iii) and (iv), the actual non-linear structural behaviour and the possibility of the structure to plasticize under the design seismic actions are explicitly taken into account. Method (iii) requires the knowledge of the nonlinear monotonic force-displacement relationship of the component which is going to plasticize under the design seismic actions (for example, a ductile timber connection). Method (iv) requires the knowledge of the hysteretic behaviour of the dissipative component (for example, a ductile timber connection).

### 3 Finite Element Modelling of crosslam buildings

Crosslam buildings are obtained by connecting together prefabricated solid wall and floor panels made of cross-laminated timber (Fig. 3.1 and Fig. 3.2). The crosslam panels are made of timber boards with the adjacent layers glued at a right angle. The connection between upper and lower wall panels, and between walls and foundations is obtained using hold-down anchors at the ends of the wall, and angle brackets, usually evenly spaced along the base of the wall (Fig. 3.3 and Fig. 3.4). The hold-downs mainly transmit the axial tensile forces and prevent the wall uplift and, therefore, overturning. The angle brackets mainly transmit shear forces and prevent wall sliding. Sometimes, only angle brackets are used, and therefore they must be designed also under axial tensile force. Hold-downs and angle brackets are made of steel and connected to the walls using nails. Screwed connections are used to connect adjacent wall and floor panels, perpendicular walls, and floor slabs to wall panels.



Fig. 3.1: Cross sections of a X-lam panel (copyright IVALSA-CNR)



Fig. 3.2: X-lam walls in a building (copyright IVALSA-CNR)

### 3.1 Modelling of cross lam panels

Extensive testing carried out on single walls, wall subassemblies, and entire buildings (Dujic and Zarnic 2005, Ceccotti et al. 2006b, Ceccotti 2008) under static, cyclic, and seismic loading has demonstrated the excellent seismic performance characterized by limited damage at the end of the seismic event, and by the possibility to survive strong earthquakes. Hardly any damage and, therefore, energy dissipation was observed in the panel itself, unless it has large openings cut in it (Fig. 3.5). All energy dissipation is provided by the plasticization of the connections. This consideration suggests that the crosslam panels can be modelled using a material with linear-elastic behaviour in any of the analysis methods described in the introduction. The layered structure of the panel can be taken into account using the transformed section method, as suggested by Blass and Fellmoser (2004), namely by transforming the layered panel into a homogeneous, equivalent panel with thickness and mechanical properties calculated so as to achieve the same stiffness in the model. Alternatively, some software packages such as Sap2000 (2000) and Abaqus (2011) allow the user to implement a multilayer model where each layer is characterized by different mechanical properties. The panels can then be modelled using two-dimensional elements such as multi-layered shells in Sap 2000 and composite shell elements in Abaqus. If the panels have large openings cut within them, then the stress must be checked in the points of most likely concentration (for example in the corner of the opening, see Fig. 3.5) to ensure no failure will occur under the seismic load (Sustersic et al 2011). Particularly important is to control the tensile strength parallel to the grain, as the timber can plasticize in compression but has a very brittle tensile behaviour.



Fig. 3.3: *Cross-lam wall panels subjected to cyclic test (copyright IVALSA-CNR)*



Fig. 3.4: *X-lam wall panel at the end of the cyclic tests, near to the failure condition (copyright IVALSA-CNR) - Note the hold-down and angle bracket on the left and right hand side, respectively.*

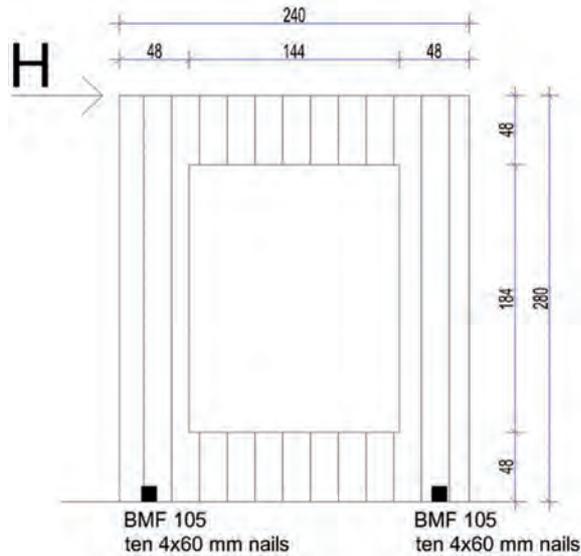


Fig. 3.5: Example of cross-lam wall panel with large opening (dimensions in mm) (Sustersic et al. 2011)

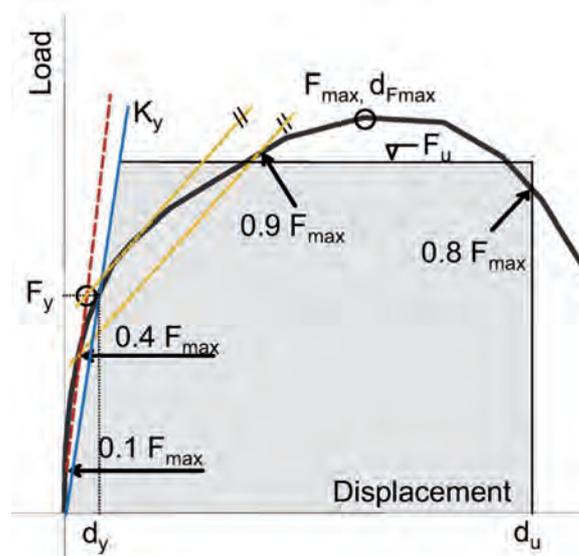


Fig. 3.6: Yasumura & Kawai (1997) procedure for the evaluation of strength, stiffness and ductility of a timber shear wall (Fragiacomo et al. 2011)

### 3.2 Modelling of connections in linear static and linear dynamic analyses

The schematization of the connections is the most important feature in seismic analyses of buildings. Since most of the energy dissipation occurs in the connections, it is paramount to model these components properly. The schematization depends on the type of analysis carried out.

For elastic static (i) or dynamic (ii) analyses, the connections should be schematized by linear-elastic springs. The stiffness of the spring should be assessed either via experimental testing carried out on the connections (Fragiacomo et al. 2011, Gavric et al. 2011), or using empirical formulas such as those proposed by the Eurocode 5 - Part 1 (CEN 2004). If the results of experimental testing are available, the stiffness to consider should be calculated as a secant value. Since the force-displacement relationships are always curvilinear due to plasticization of the connection, a criterion to establish the equivalent elastic stiffness must be defined. It is suggested that the Yasumura & Kawai (1997) procedure (see Fig. 3.6), sometimes also referred to as the modified CEN procedure or the 10-40-90 procedure, is used. Such a procedure was proposed for the evaluation of wood framed shear walls, which is similar to the one suggested by EN 12512 (CEN 2001). The calculation of the ultimate strength is based on the equivalence of the deformation energy, but the calculation of the elastic stiffness is slightly different from EN 12512. The yielding load is determined by assessing the intersection of two lines. The first line is drawn through the points on the loading curve corresponding to 10 % and 40 % of the peak load  $F_{max}$ . Unlike the EN 12512 (CEN 2001) procedure, the second line is drawn through the points corresponding to 40 % and 90 % of  $F_{max}$ . The line is then moved so that it becomes tangent to the actual loading curve. The intersection of this and the former line gives the yield load and the corresponding displacement.

The ratio between the yield load and its corresponding displacement gives the elastic stiffness  $K_y$ . The ultimate displacement corresponds to 80 % of  $F_{max}$  on the decreasing part of the loading curve. The ultimate strength  $F_u$  is calculated so that the equivalence of the deformation energies is achieved by assuming an elasto-plastic load-displacement curve, the area under which is marked gray in Fig. 3.6.

If the results of cyclic tests carried out according to EN 12512 (CEN 2001) are available, the backbone curve should be considered in the Yasumura & Kawai (1997) procedure. Since the EN 12512 loading protocol prescribes three fully reversed cycles at the same maximum displacement before increasing the total displacement to a larger value, and there is a notable strength degradation from the 1<sup>st</sup> to the 2<sup>nd</sup> and 3<sup>rd</sup> cycle at the same displacement level, an issue is whether reference to the 1<sup>st</sup>, 2<sup>nd</sup> or 3<sup>rd</sup> cycle backbone curve should be made when using the Yasumura & Kawai procedure. To obtain conservative results, it is suggested (Fragiacomo et al. 2011) that reference to the 3<sup>rd</sup> cycle backbone curve is made (Fig. 3.7 and Fig. 3.8) so as to account for the effects of cumulative damage of a seismic (cyclic) load.

If the results of experimental tests are not available, reference to the semi-empirical formulas suggested by the Eurocode 5 for the evaluation of the connection slip modulus for serviceability and ultimate limit state design can be made. However, it should be remembered that those formulas only apply to dowel-type fastener connections in glulam members. Some correction factors taking into account the layered structure of cross-laminated panels, and the additional flexibility of the connection metal parts (hold-down or angle bracket) should be applied.

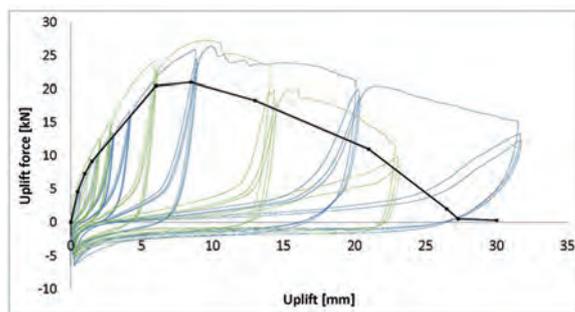


Fig. 3.7: Results of cyclic tests carried out on BMF 105 angle bracket with ten 4 mm diameter, 60 mm long nails subjected to tension load, and 3<sup>rd</sup> cycle backbone curve (Fragiacomo et al. 2011).

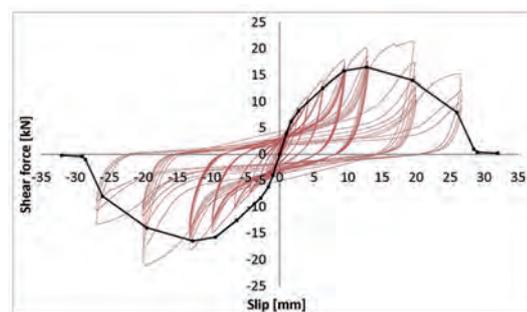


Fig. 3.8: Results of cyclic tests carried out on BMF 105 angle bracket with ten 4 mm diameter, 60 mm long nails subjected to shear load, and 3<sup>rd</sup> cycle backbone curve (Fragiacomo et al. 2011).

An issue in linear elastic analysis procedures (methods (i) and (ii)) is the non-symmetric behaviour of hold-downs and angle brackets under axial loads. In compression, due to the contact between the panels, the behaviour is very stiff, whereas in tension the behaviour is flexible depending upon the axial stiffness of the connector (Fig. 3.7). In linear static analyses under horizontal forces equivalent to the earthquake, often it is reasonably easy to understand which connectors will be in compression and which connectors will be in tension. In this case, the former ones will be modelled with the compressive stiffness (almost rigid), whilst the latter one with the tensile stiffness. In this way the results are generally conservative as the stabilising effect of the gravity load on the connection is neglected. If the software package allows the user to carry out numerical analyses in sequential steps by changing the restraints, in the first step the gravity load should be applied on the building, assuming the compression stiffness for all hold-down/angle bracket connectors. Then the horizontal (seismic) forces are applied in the second load step, by changing the stiffness of the springs in tension from compression to tension.

If the software does not have this possibility, the tension/compression stiffness is assumed from the very beginning for the springs in compression/tension, respectively. The sign of the connector forces (tension or compression) is then checked at the end of the structural analysis and, if incorrect, the corresponding stiffness is changed and the analysis carried out again. The horizontal forces equivalent to the earthquake are assumed according to an inverted triangular distribution, which is an approximation of the fundamental mode shape for regular buildings. Their intensity is calculated from the design spectrum depending on the natural vibration period, and on the behaviour factor  $q$ , tabled for the different lateral-load resisting systems. The behaviour factor reduces the elastic spectrum to allow for ductility and energy dissipation. The lateral forces are generally applied in the centres of mass of the different floors, allowing for some accidental eccentricity.

In linear dynamic analyses, however, the approximate method described above cannot be used as in a modal response spectrum analysis the vibrations of the buildings are investigated and, therefore, the same connector is loaded, in general, in both directions (compression and tension). An equivalent axial stiffness must therefore be determined. This can be done by nonlinearly modelling each wall using gap elements (namely nonlinear elements almost rigid in compression with null tensile stiffness) and elastic links for hold-downs/angle brackets with the tension and shear stiffness so as to simulate the exact boundary conditions of contact in compression and elastic flexible behaviour in tension and shear. The wall models must then be recalibrated so that only the elastic links and no gap elements are used, and the target horizontal displacements for the nonlinear and linear cases are the same under the same horizontal load. It must be noted that neither the influence of vertical load on the rotational stiffness of walls nor the friction in shear are, for the sake of simplicity, considered. Both of these simplifications should result in conservative designs, however additional investigations are currently ongoing (Sustersic et al. 2011) to confirm this qualitative statement. The dynamic analysis is carried out under the design spectrum, which is obtained from the elastic spectrum by dividing it by the behaviour factor  $q$ . The masses are concentrated at the floor level, usually in the centres of mass, with some allowance for accidental eccentricity.

### **3.3 Modelling of connections in non-linear static analyses**

In non-linear static (pushover) analyses, the entire 3<sup>rd</sup> cycle backbone curves are considered for the connections (see Fig. 3.7 and Fig. 3.8). In this case the non-symmetric behaviour of the connectors when subjected to axial force can be fully considered. Gap elements (namely nonlinear elements almost rigid in compression with null tensile stiffness) can be used at the interface between upper and lower wall panels to model the stiff behaviour in compression and the reduced axial stiffness in tension due to the discontinuity between the panels. The analysis is carried out at least under two patterns of distribution of lateral forces: (i) a uniform pattern, with lateral forces proportional to the mass distribution; and (ii) a modal pattern, with lateral forces proportional to the first vibration mode. The lateral forces are applied in the centres of mass of each floor and monotonically increased up to the building failure. The maximum displacement capacity of the structure is then compared with the displacement demand of the earthquake, which depends on the elastic spectrum as reduced to allow for energy dissipation. The Eurocode 8 - Part 1 (CEN 2003) makes reference to the N2 method as proposed by Fajfar (2000) to derive the performance point of the structure defined in terms of both strength and displacement, and compare it with the demand of the seismic ground motion. The base shear force and the top displacement of a Multi-Degree-of-Freedom (MDOF) system are first computed by means of a non-linear push-over analysis and then converted respectively to the spectral acceleration and displacement of an equivalent Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) system.

The demand of the seismic ground motion is represented through the response spectrum in terms of pseudo-acceleration and displacement. Such an inelastic spectrum depends upon the cyclic behaviour of the SDOF system and the characteristics of the ground motion (peak ground acceleration and shape), and can be obtained from the elastic spectrum using suitable reduction factors.

#### **3.4 Modelling of connections in non-linear dynamic analyses**

In non-linear dynamic (time-history) analyses, the structure is subjected to recorded or artificial earthquake ground motions (at least three accelerograms) compatible with the elastic response spectrum. The time history of the stresses and displacements are then computed within the structure and compared with the strength and displacement capacity. The hysteretic behaviour of each connector has to be considered. Such behaviour is rather complex for timber connections as it is characterized by significant pinching, strength and stiffness degradation, and softening after the attainment of the peak strength. No suitable models are implemented in current software packages such as Sap 2000 (2000) and Abaqus (2011). Approximate hysteretic rules that can be used are the Pivot and Takeda models, however they do not consider strength degradation and a more precise pinching effect in reloading, which is an important feature for modelling timber connections. Furthermore, sometimes such non-linear analyses encounter serious convergence problems when using simplified software such as Sap 2000, that can be solved only by changing the default parameters in the integration scheme (Hilber-Hughes-Taylor is usually employed). All these things may lead to potentially inaccurate solutions, with the serious risk to obtain a wrong estimation of the dissipated energy in the structure.

To address these issues, a non-linear hysteretic model for timber connections has been implemented in Abaqus (Rinaldin et al. 2011). Such a model was implemented as an external subroutine, and allows for pinching behaviour, strength and stiffness degradation, and softening after the attainment of the peak strength. The proposed model is briefly explained in the following.

#### **3.5 Advanced model for non-linear dynamic analyses**

Each metal connection (component) can be modelled as a non-linear spring with hysteretic behaviour. The actual curves can be approximated with piecewise linear laws, more specifically tri-linear curves, which have been parameterized to allow the user to fully control their shape. Three different types of curves have been developed: for angle brackets, for screws between adjacent vertical panels, and for hold-downs. Each curve is made of several branches composing the backbone curve and the hysteretic cycle.

The non-linear spring connects two coincident points in the undeformed state, hence it has zero length. In the most general case, every spring returns to the solver the three forces that develop in its plane and the corresponding three stiffnesses. Although only planar springs with three degrees of freedom have been considered in this study for the sake of simplicity as this is the most important case, the theory can be easily generalized to the case of a spatial spring with six degrees of freedom.

The hysteretic behaviour is applied to the shear stiffness for angle brackets and screws, and to the axial stiffness for hold-downs. The behaviour of the other degrees of freedom in the spring are presented below. Recent investigations (Gavric et al. 2011) have pointed out that the hysteretic behaviour of the hold-down in shear and angle bracket in tension are of importance. Therefore, in future analyses, also these experimental hysteretic behaviours will be implemented in the model.

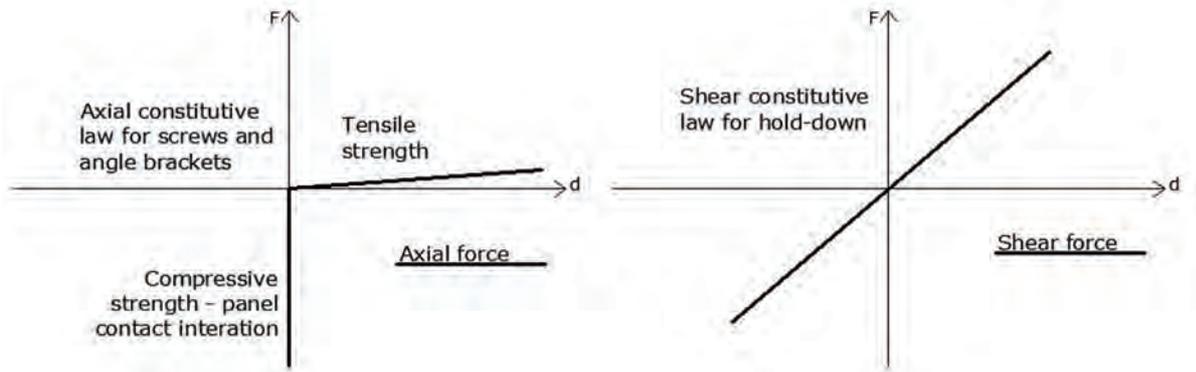


Fig. 3.9: Constitutive laws for axial force (screws and angle brackets - left) and shear (hold-down - right)

The bending stiffness is always linear and it has been set to zero in all the analyses carried out in this paper. For every step of analysis, the spring returns stiffness and force values to the solver. Non-linear static and dynamic analyses of complicated structures can be easily performed without convergence issues.

### 3.5.1 Screw and angle bracket springs

Fig. 3.10 displays the shear force vs. shear displacement (slip) piecewise linear law used to model the behaviour of screw and angle bracket connections

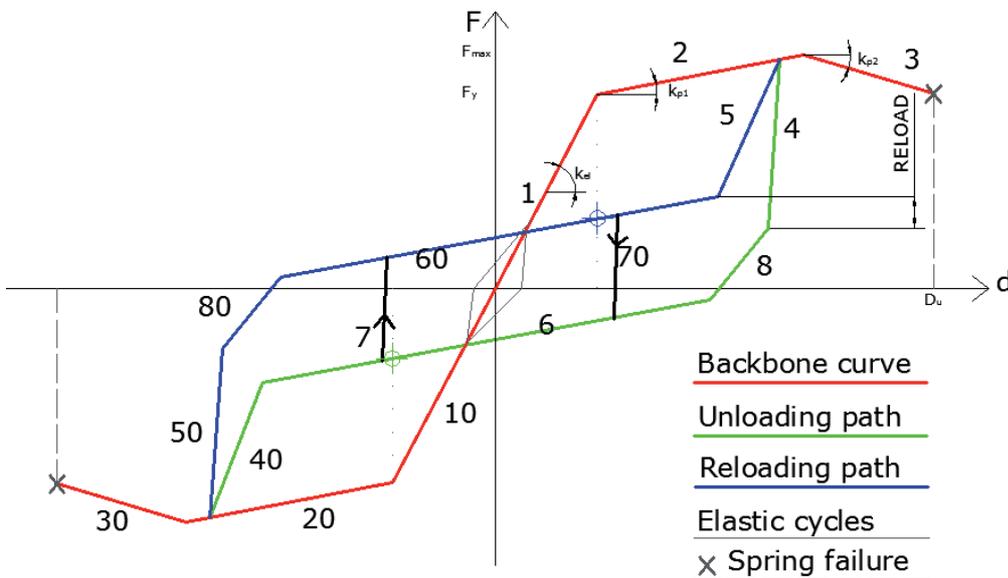


Fig. 3.10: Piecewise linear law of screws and angle bracket springs

This hysteretic behaviour has the following features:

- It is made of 16 branches, with 4 additional branches for the elastic cycles;
- The four elastic branches represent the cyclic behaviour before plasticization with a high unloading stiffness until the spring plasticization;
- The backbone curve is made of three branches: an elastic, a plastic with hardening, and a softening branch before failure;
- The curve is symmetric; if an unloading occurs, branch #4 is followed until a given percentage (chosen by the user) of the maximum force on the backbone curve is reached. Branch #6 models the slip effect, and branch #40 takes to the backbone curve with a degraded elastic stiffness;
- Branches #1 to #6 are positive with respect to the force and branch #7 is for reloading between pinching branches; branches #10, #20, #30, #40, #50, #60 are negative and branch #70 are for unloading between pinching branches;
- Branches #8 and #80 are used to obtain a better fit with the experimental data for the angle brackets. These are not needed if the spring is used to model screws; otherwise the user has to set two additional parameters for the inclination and starting (or arrival) point of branch #8 (and #80);
- The blue point drawn on branch #60 near to branch #70 is defined as the "fulcrum". Such a point is used to set the inclination of branch #60. Similarly, there is a fulcrum on branch #6 (point in green colour).

The model is defined by 14 input parameters and uses 32 state variables per cycle. The input parameters are:

- 1.) Elastic stiffness,  $k_{el}$  ;
- 2.) Yielding force,  $F_y$ ;
- 3.) First inelastic stiffness (hardening branch),  $k_{p1}$ ;
- 4.) Peak strength,  $F_{max}$ ;
- 5.) Second inelastic stiffness (softening or hardening branch),  $k_{p2}$ ;
- 6.)  $K_{sc}$  factor: it sets the unloading stiffness of branches #4 and #50, which is obtained by multiplying the elastic stiffness by this factor  $K_{sc}$ ;
- 7.)  $R_C$  parameter: it sets the lower limit of branches #5 and #40 by multiplying the force value  $F$  attained before entering the unloading path by this parameter  $R_C$ ;

- 8.)  $S_C$  parameter: it sets the lower limit of branches #4 and #50 by multiplying the force value attained before entering the unloading path F by this parameter  $S_C$ ;
- 9.) Ultimate displacement,  $D_u$ : when this value is attained, a brittle failure occurs;
- 10.) Pinching degradation parameter  $C_{pin}$ : it controls the stiffness of the pinching branches (#6 and #60) by multiplying  $k_{pl}$  by  $C_{pin}$ ;
- 11.) Stiffness degradation parameter  $d_{kf}$ : it controls the linear degradation of the unloading stiffness once entered in the plastic range (see Eq. 3-1);
- 12.) Logarithmic strength degradation parameter  $\alpha$  (see Eq. 3-2 );
- 13.) Exponential strength degradation parameter  $\beta$  (see Eq. 3-2);
- 14.) Linear strength degradation parameter  $\gamma$  (see Eq. 3-2 ).

### 3.5.2 Hold down spring

Fig. 3.11 displays the axial force vs. axial displacement piecewise linear law used to model the behaviour of the hold-down connector.

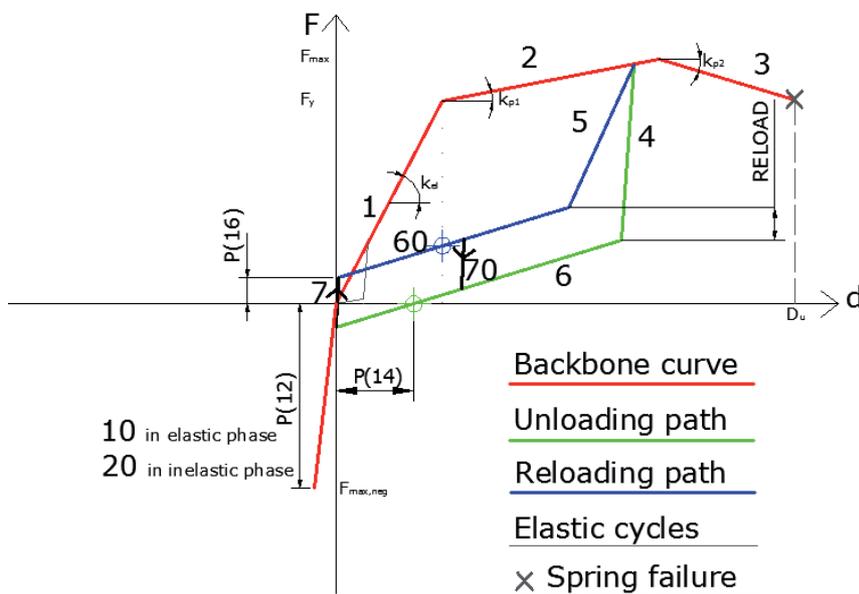


Fig. 3.11: Piecewise linear law of hold-down springs

This hysteretic behaviour has the following features:

- It is made of 11 branches, with 4 additional branches for elastic cycles;
- The law is not symmetric: three branches form the backbone curve in tension whereas branches #1 and #2 are overlapped in compression, and branch #3 is missing. Note that the behaviour in compression is linear elastic with high stiffness to model the contact between the cross-lam panel and the foundation;
- When an unloading from the skeleton curve occurs, it takes the force to a minimum value on the compression branch.

The model is defined by 18 input parameters and uses 32 state variables per cycle. The first nine parameters have the same meaning as the ones defined for screw/angle bracket springs. The other parameters are listed in the following:

Stiffness degradation parameter  $d_{kf}$  : it controls the linear degradation of the unloading stiffness once entered in the plastic range;

Maximum force in compression,  $F_{\max, \text{neg}}$ , always negative. It must be a reasonably high value, which depends on the crushing strength of wood at the interface with the foundation or the floor panel supporting the wall panel;

- 15.) Stiffness degradation parameter  $d_{kf}$  : it controls the linear degradation of the unloading stiffness once entered in the plastic range;
- 16.) Maximum force in compression,  $F_{\max, \text{neg}}$ , always negative. It must be a reasonably high value, which depends on the crushing strength of wood at the interface with the foundation or the floor panel supporting the wall panel;
- 17.) Stiffness coefficient for the compression branches, #10 and #20, that multiplies the elastic stiffness  $k_{el}$ ; it is always  $>1$ ;
- 18.) Force value at the ending of branch #6;
- 19.) Force value at the beginning of branch #60;
- 20.) Logarithmic strength degradation parameter  $\alpha$  (see Eq. 3-2);
- 21.) Exponential strength degradation parameter  $\beta$  (see Eq. 3-2);
- 22.) Linear strength degradation parameter  $\gamma$  (see Eq. 3-2);
- 23.) Stiffness coefficient of branch #5, which multiplies the elastic stiffness  $k_{el}$

### 3.5.3 Stiffness and strength degradation

Stiffness and strength degradations have been implemented in the model as they are both important features of timber connections. A degradation of stiffness proportional to the maximum displacement attained during the load history has been assumed for the last unloading branches #5 and #50 (after the pinching effect) for both spring models. This effect has been taken into account with the following relationship:

$$k_{deg} = k_{el} \left[ 1 - \frac{u_{max}}{u_{ult}} (1 - d_{kf}) \right] \quad [3-1]$$

where:

$k_{deg}$  = degraded stiffness;

$k_{el}$  = elastic stiffness;

$u_{max}$  = maximum displacement attained during the load history;

$u_{ult}$  = ultimate displacement;

$d_{kf}$  = stiffness degradation factor.

The strength degradation depends on the energy dissipated and on the maximum displacement attained during the load history. Due to the complexity of evaluating the dependence of the strength degradation on both these quantities, three calibration parameters have been introduced: a linear, an exponential, and a logarithmical one. The adopted relationship is reported in the following:

$$\Delta F = \gamma \cdot F_y \cdot \log_{\alpha} \left( \frac{E_{tot} - E_{el}}{E_{el}} \right) \cdot \left( \frac{u_{max}}{u_{ult}} \right)^{\beta} \quad [3-2]$$

where:

$\Delta F$  = decrease in force;

$\gamma$  = linear parameter;

$F_y$  = yielding force;

$\alpha$  = logarithmic parameter;

$E_{tot}$  = total energy;

$E_{el}$  = elastic energy;

$u_{max}$  = maximum displacement attained during the load history;

$u_{ult}$  = ultimate displacement;

$\beta$  = exponential parameter.

Fig. 3.12 and Fig. 3.13 have been obtained assuming the trial parameters  $\alpha = 3$ ,  $\beta = 3$  and  $\gamma = 0.2$ .

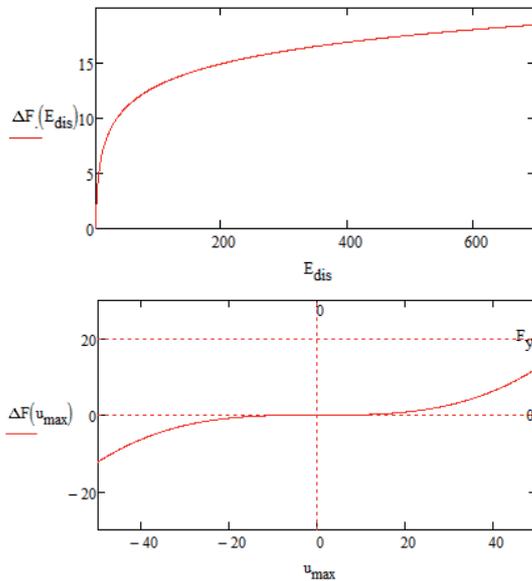


Fig. 3.12: Decrease of strength vs. maximum displacement and vs. dissipated energy

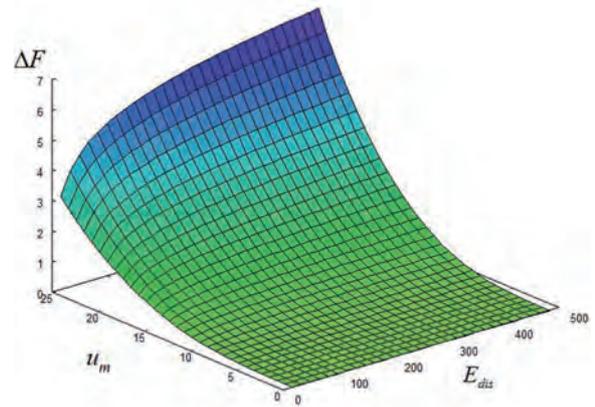


Fig. 3.13: Three-dimensional plot of the strength degradation function

Based on Eq. (2), in the case of a sinusoidal history of imposed displacement, the strength degradation decreases cycle after cycle in a logarithmic way. However, due to the complexity of this behaviour, this degradation model needs a further calibration based on experimental results.

Finally, the contact behaviour has been modelled in a really simplified way, using the same subroutine with a linear behaviour in tension (using a low stiffness) and in compression (using a high stiffness). This approach is not to be considered a feature of this model and can be replaced with more complex contact behaviour available for example in Abaqus (2011).

This model will be used in the future for advanced modelling of timber walls, light-frame buildings and a mix of both.

## 4 Case study four storey building

A four-storey crosslam building (Fig. 4.1) was analysed using the linear dynamic and non-linear static analysis methods (Fragiacomo et al. 2011). The building has 140 mm thick 5-layer crosslam walls along its perimeter. Inside the building there are only two posts and a beam that support three adjacent 140 mm thick crosslam slabs running from wall 'A' to wall 'C'. Wall 'A' is made from two separate panels, which are connected only with a beam element pinned onto the walls. The wall panels are connected at the bottom and at the top with BMF105 angle brackets (with ten 60 mm long, 4 mm diameter nails per bracket), which are placed at 50 cm spacing so as to resist the base shear force calculated according to the lateral force method of analysis. The building was modelled in SAP 2000 (2000) using shell elements (10 × 10 cm mesh). The floor diaphragms were modelled as rigid.

The connections among adjacent panels were schematized in different ways: (i) with rigid links (full 3D model with rigid connections); (ii) with linear-elastic springs for the top and bottom connections of walls, and without any connection between perpendicular walls at the same level (pseudo 3D model); and (iii) with linear-elastic springs among top/bottom connections of walls as well as connections between perpendicular walls at the same level (full 3D model with elastic connections).

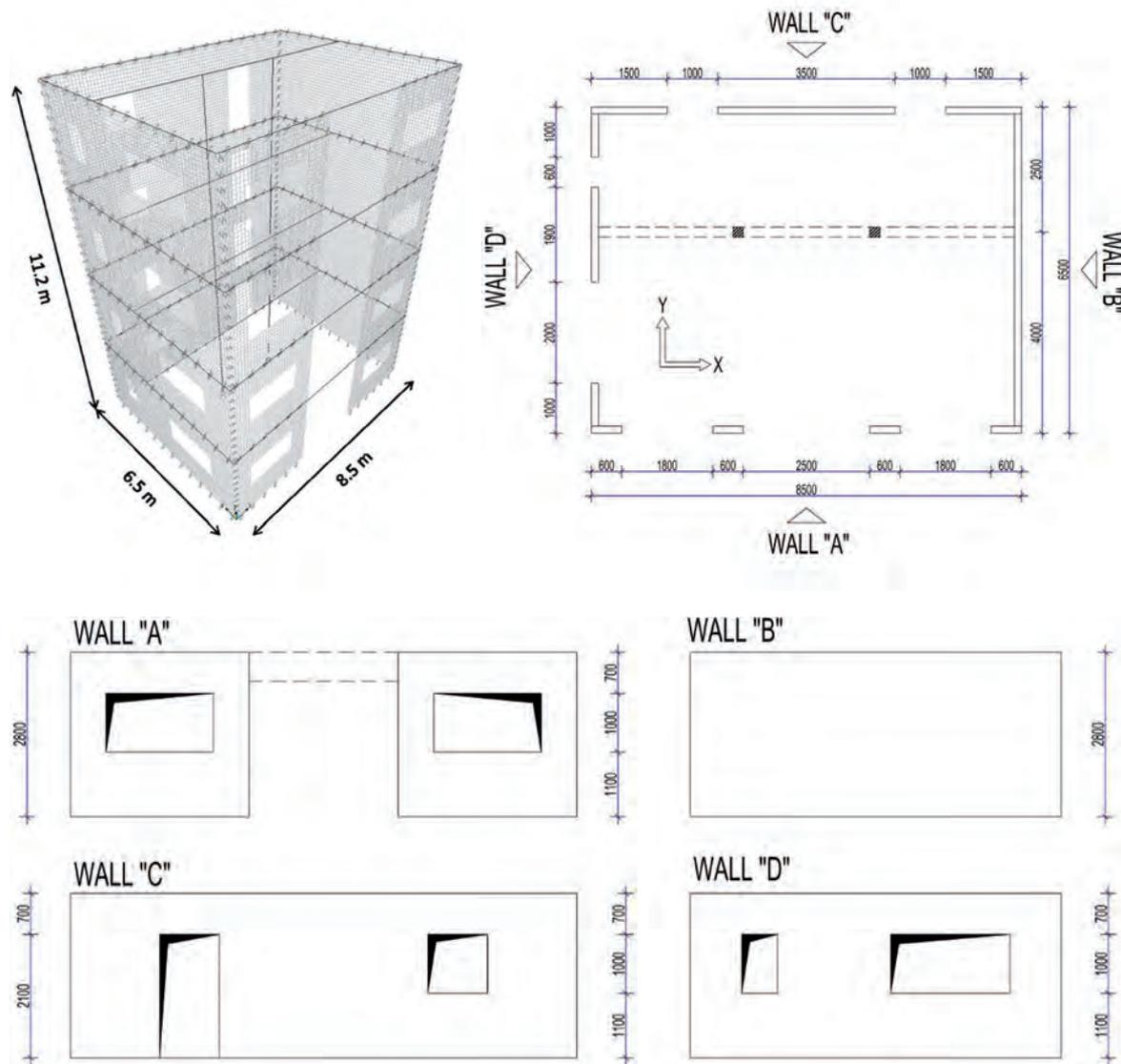


Fig. 4.1: 3D view of the FE model (top left), plan (top right) and elevations (bottom) of the 4-storey case study building (dimensions in mm) (Fragiacomo et al. 2011).

The following data was used for the modal response spectrum analysis of the building according to Eurocode 8: type 1 elastic response spectra and a rock foundation (type A soil according to EN 1998-1, corresponding to  $S = 1.0$ ,  $T_B = 0.15$ ,  $T_C = 0.40$ ,  $T_D = 2.00$ ), behaviour factor  $q = 2.0$  and lower bound factor for the design spectrum  $\beta = 0.20$ .

Ground acceleration was assumed to be 0.25 g, with a building importance factor  $\gamma_I = 1.0$ . The permanent load of the floor and roof was 3.5 kN/m<sup>2</sup> and 2.0 kN/m<sup>2</sup>, respectively. The permanent load for floors would suite a situation with medium thickness crosslam plates and a floating concrete floor atop, and includes allowance for partitions. The imposed load on the floor and roof was 2.5 kN/m<sup>2</sup> and 2.0 kN/m<sup>2</sup>, respectively, the former being the mean value between the imposed load for residential and office building, and the latter corresponding to the snow load on a moderately high altitude or to imposed load for residential buildings. The self weight of the outer walls was 1.2 kN/m<sup>2</sup>. The building was assumed to be category of use "A" (areas for domestic and residential activities) according to EN 1991-1-1 (CEN 2002), so the value of  $\psi_{2i}$  for quasi-permanent load was 0.3 and the factor  $\phi$  was 0.5 for all floors except for the roof where it was 1.0 assuming the roof is accessible. The mass was modelled as lumped in the centroids of the floors. Mass and radius of gyration of floor mass in plan are 31489 kg and 300461 kg m<sup>2</sup> at all but the 4th storey, and 19405 kg and 185156 kg m<sup>2</sup> at the 4th storey, respectively.

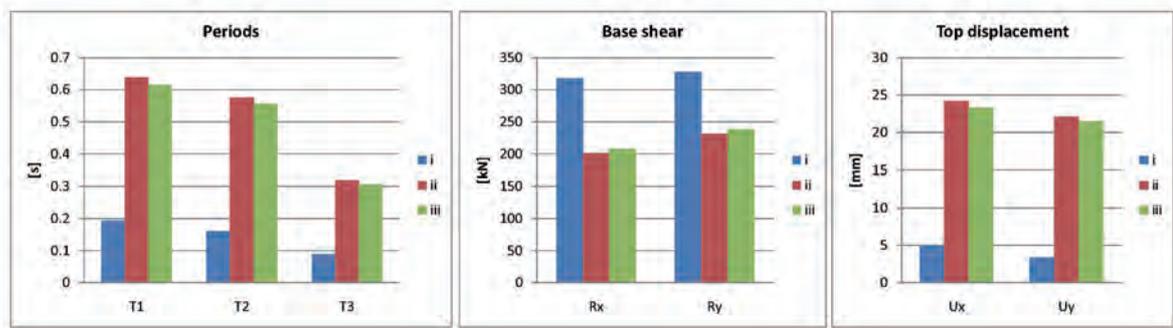


Fig. 4.2: Results of the linear dynamic analysis of the case study building in terms of vibration periods (left), base shear (middle) and top displacement (right) for three different types of model (Fragiacomo et al. 2011).

Fig. 4.2 compares vibration periods, base shears and top floor lateral displacements of the building for the three different types of models. The stiffness of the building is very high for model 'i', where all connections are assumed as rigid. This results in higher base shears and is conservative. However if the building was lower and hence even stiffer, the same hypothesis of rigid connections could yield to non-conservative results due to vibration periods being in the range of increasing spectrum outside the plateau region. On the other hand, the top displacements are only 20 % of those obtained using models 'ii' and 'iii' where the connectors are schematized as flexible. Although this significant difference does not compromise the general stability of the buildings (unless second order effects are significant), it can lead to underrated damage estimation. From Fig. 4.3 it can be also observed that the difference between considering and ignoring vertical connections between perpendicular walls at the same level (models 'iii' and 'ii', respectively) is less than 4 % when long wall segments are used as in the case under study. This result may be different when shorter wall panels are used like in the buildings developed in the SOFIE research project (Ceccotti et al. 2006a,b, Ceccotti 2008). In general, it can be concluded that it is crucial to model the flexibility of the connections in crosslam buildings since otherwise the proper period and the interstorey drifts are dramatically underestimated.

The same case study building was also analysed using the non-linear (push-over) method of analysis. A 3D shell model with nonlinear springs was implemented in SAP2000 (2000). Shear, tension and compression properties were assigned to each link element and their mechanical properties were calibrated on the experimental curves of BMF105 brackets with ten 4 mm diameter and 40 mm or 60 mm long nails.

The backbone curves of the 3<sup>rd</sup> cycle test were used so as to account for the effects of cumulative damage of a seismic (cyclic) load (Fig. 3.7 and Fig. 3.8). The comparison in terms of pushover curves (base shear vs. top floor horizontal displacement) using different nail lengths (40 mm and 60 mm, corresponding to brittle and ductile behaviour of the metal bracket, see Fig. 4.3) is presented in Fig. 4.4 for the case study building. In this figure, the assumption of lateral forces applied from right (wall 'B') to left (wall 'D') distributed along the building height according to the first mode shape was made. In the 3D FE model, only walls 'A' and 'C' were considered, whereas walls 'B' and 'D' were neglected as were torsion effects (i.e. degrees of freedom were limited to plane deformation). Furthermore, to investigate the effect of the bracket ductility on the whole building ductility, also a bracket with the same stiffness and peak strength as the BMF with 60 mm long nails, but with twice the ductility was analysed.

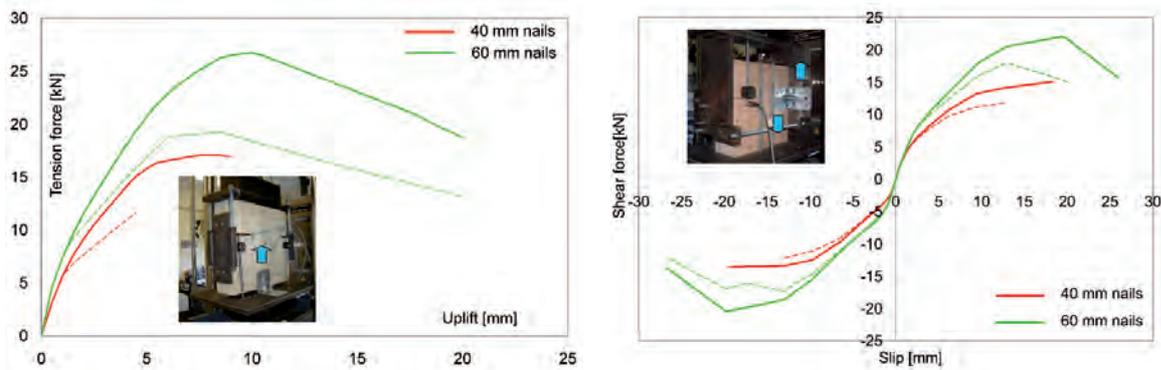


Fig. 4.3: Backbone curves of an angle bracket BMF 105 connection tested under cyclic load according to EN 12512 (CEN 2001) for 40 mm and 60 mm long nails with 4 mm diameter. Solid/dashed lines refer to the 1<sup>st</sup>/3<sup>rd</sup> cycle response, respectively (Fragiacomo et al. 2011).

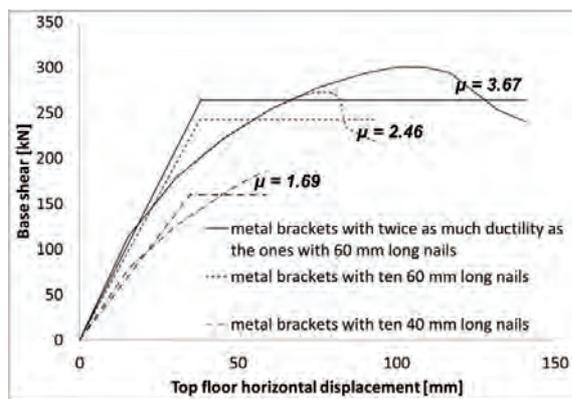


Fig. 4.4: Results of non-linear static (push-over) analysis for the case study building using angle bracket connectors with different ductility, and elasto-plastic approximation according to the Yasumura & Kawai (1997) procedure (Fragiacomo et al. 2011).

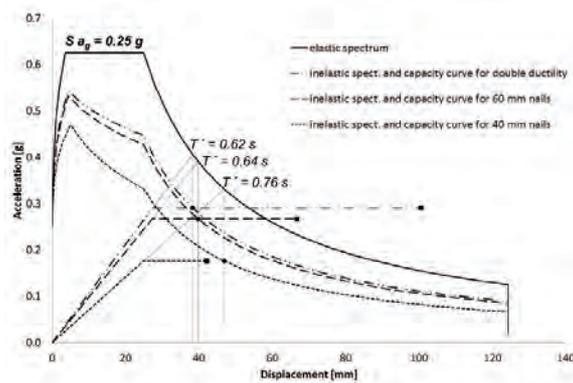


Fig. 4.5: Inelastic spectrum and capacity curves of the SDOF system equivalent to the case study multi-storey building for three different types of angle bracket connectors. The square points denote the maximum allowable displacements and the circles the target displacements (Fragiacomo et al. 2011).

The limit displacement in the Near Collapse limit state is defined by the attainment of 80% of the peak force on the descending base shear-top floor displacement curve when the failure mechanism is ductile. The ultimate force is derived from an elasto-plastic equivalent curve derived in accordance with the Yasumura & Kawai procedure (1997) (see Fig. 3.6 and Fig. 4.5). Such a curve is then used to derive the capacity curve of the SDOF system equivalent to the case study building (see Fig. 4.5) and used in the N2 method to derive the performance point as an intersection with the inelastic spectrum (demand curve). In the case with 40 mm nails, due to the brittle failure, there is no decline in force, and the target displacement is set as the displacement at the failure point. The results of the N2 method are displayed in Fig. 4.5. The significant role played by the ductility of the connection can be clearly recognized: using a ductile ( $\mu = 8$ ) metal bracket connection with 60 mm long nails, it is possible to raise the building ductility from 1.7 to 2.5, increase the max peak ground acceleration that the building can resist from 0.22g to 0.41g, and the maximum failure displacement from 42 to 67 mm.

## 5 Case study single wall panel

### 5.1 Experimental testing

Not so much experimental data exists on X-lam wooden structures, therefore reference was made to the cyclic tests carried out on single X-lam panels at CNR-Ivalsa (Ceccotti et al. 2006a). The test was carried out by imposing a cyclic lateral displacement on top of the panel, after imposing a vertical load of 18.5 kN (Fig. 5.2 right). The X-lam panel was made of 5 layers of 17 mm thick wooden boards glued to each other. Monotonic and cyclic tests were performed in accordance with EN 26891 (1991) and EN12512 (2001), respectively.

The connections used in this test are:

- Two hold-downs SIMPSON HTT22 (Fig. 5.1 left) connected to the panel with 14 annular ringed shank nails 4×60 type Anker and to the foundation with a 16 mm diameter bolt. They were placed at both ends of the panel;
- Three angle brackets BMF 90×48×3.0×116 (BMF 07716) (Fig. 5.1 left) connected to the wall panel with 11 annular ringed shank nails 4×60 mm type Anker and to the foundation with a 12 mm diameter bolt. The brackets were placed at the base of the panel as indicated in Fig. 5.1 right.

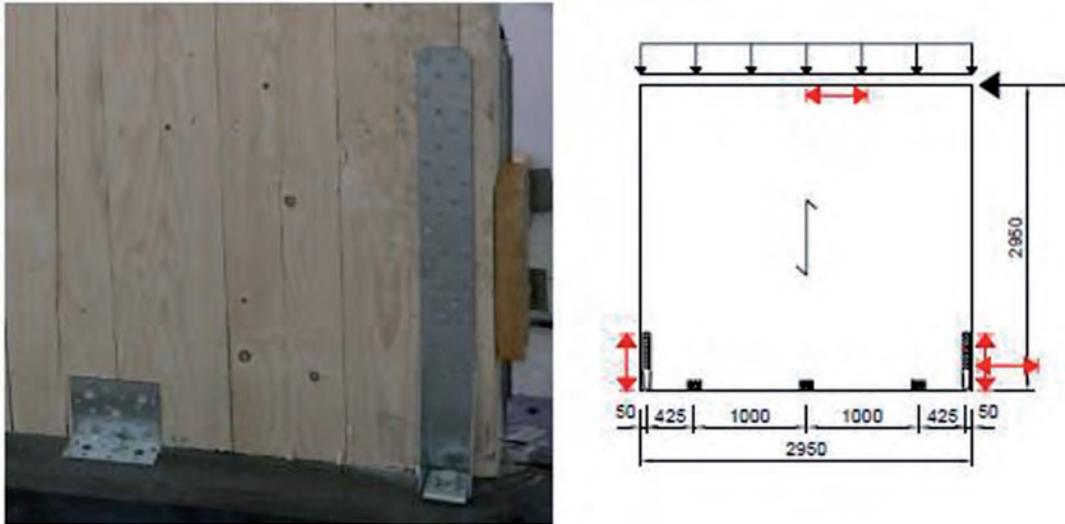


Fig. 5.1: Angle brackets and hold-down connectors (left) and their location in the wall panel tested at Ivalsa CNR (2006a) (right - dimensions in mm) (copyright IVALSA-CNR).

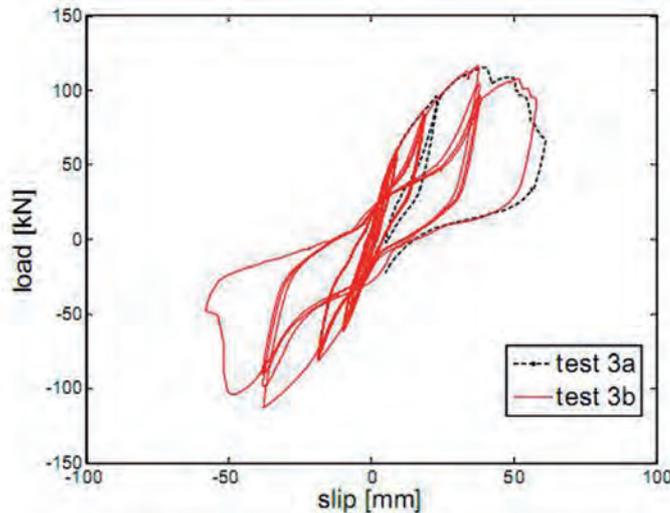


Fig. 5.2: Load-top displacement curves for the wall tested at Ivalsa CNR: in dotted line, monotonic test; in solid line, cyclic test (2006a) (copyright IVALSA-CNR)

The result of the cyclic test in terms of load-top displacement curve is displayed in Fig. 5.2. The results in terms of shear force-slip and axial force-uplift displacement curves are displayed in Fig. 5.3 left and right for the angle bracket and hold-down, respectively. As expected, the angle bracket cyclic relationship is symmetric, whilst the hold-down has a very stiff branch for negative forces representing the contact between the wall panel and the foundation. Another important remark, as anticipated before, is the strength degradation in the cyclic tests, which is characterized by an increasing degradation for increasing displacement and for increasing dissipated energy. It should be noticed that the percentage of strength reduction per cycle reduces as the number of cycles increases: the reduction is more significant during the first cycle at a new total displacement than at the following cycles at the same total displacement.

The presence of a softening branch after the attainment of the peak strength can also be clearly recognized from Fig. 5.2 and Fig. 5.3.

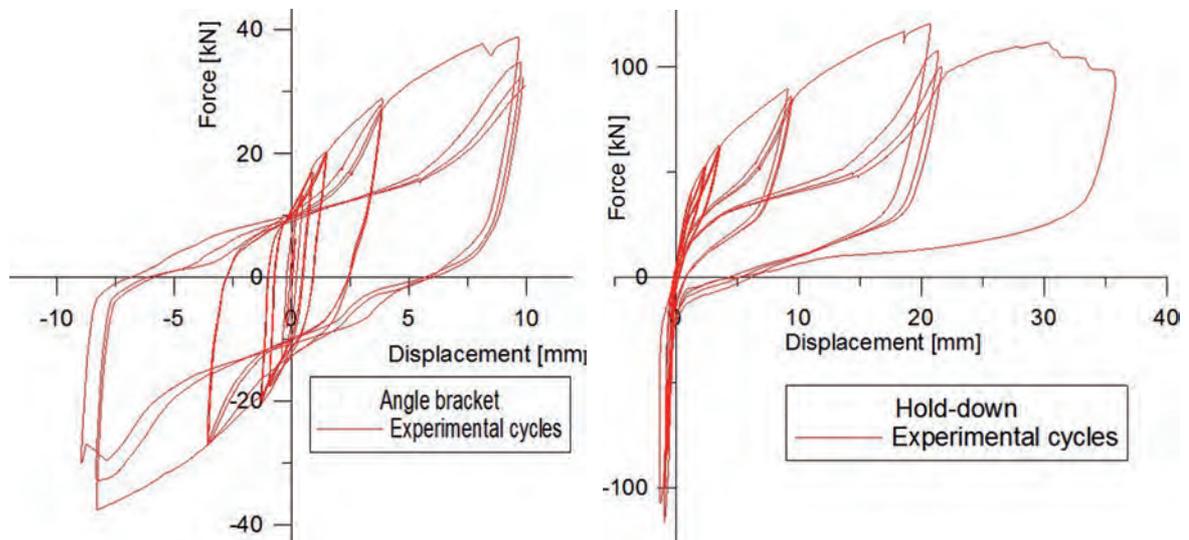


Fig. 5.3: Angle bracket (left) and hold-down (right) cyclic response (copyright IVALSA-CNR)

## 5.2 Advanced Abaqus model

Each type of spring was calibrated on the experimental results reported by Ceccotti et al. (2006a). For angle brackets and hold-downs, no single connection tests have been performed yet; the force-displacement law was therefore obtained from the cyclic tests carried out on single wall panels based on equilibrium considerations (Ceccotti et al. 2006a). Only the main cycles at certain amplitudes were considered in the calibration, and without using strength degradation in order to simplify the process. Obtained results are graphically presented in Fig. 5.4.

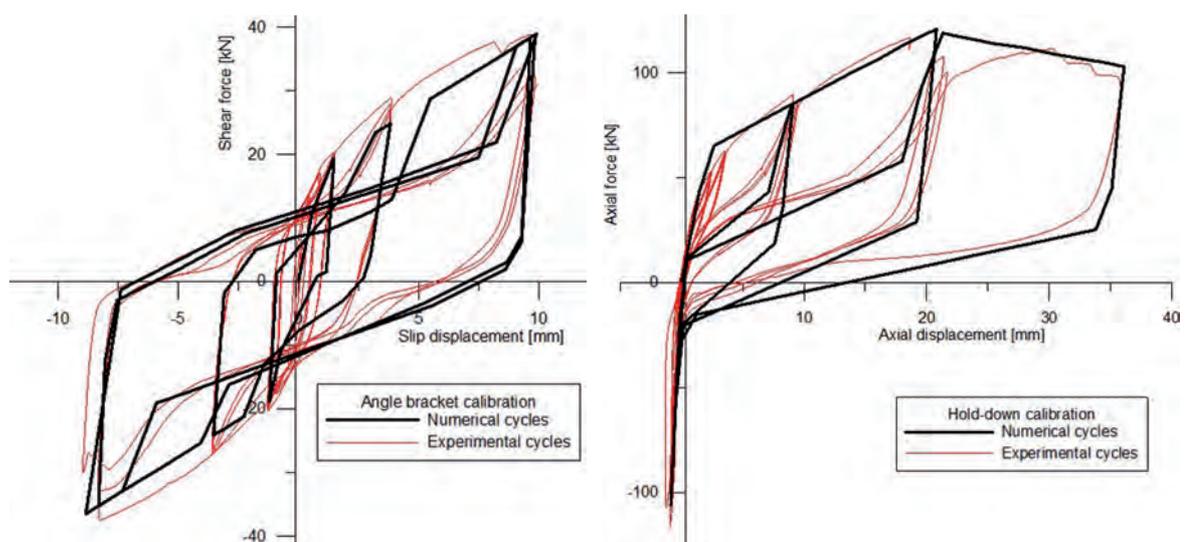


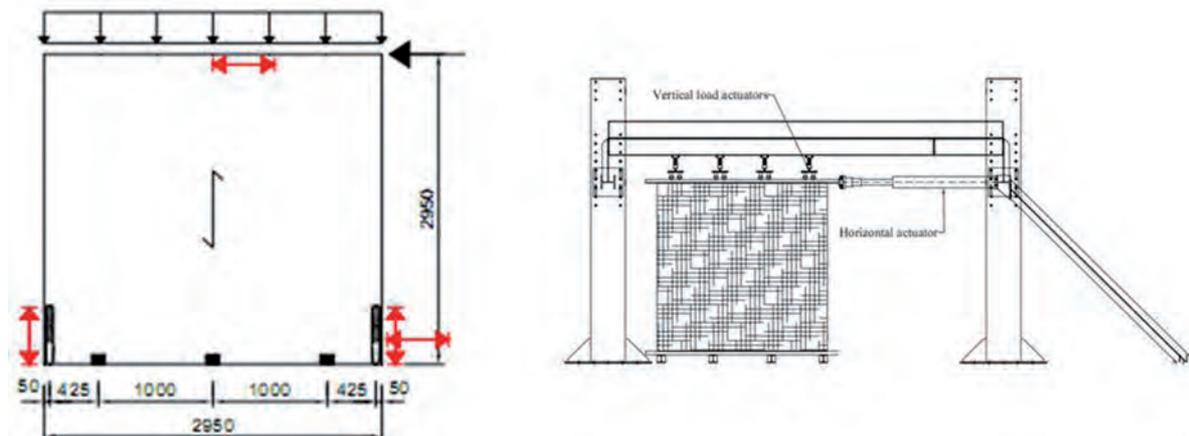
Fig. 5.4: Calibration of angle bracket and hold-down springs (copyright IVALSA-CNR)

For the experimental behaviour of the spring components displayed in Fig. 5.4, the final calibration parameters are listed in Tab. 5.1:

Parameter description	Angle bracket	Hold-down	Units
Elastic stiff. $k_{e1}$	18.90	30.10	kN/mm
1 <sup>st</sup> inel. stiff. $k_{p1}$	2.32	3.12	kN/mm
2 <sup>nd</sup> inel. stiff. $k_{p2}$	-1.34	-1.03	kN/mm
Yielding force $F_y$	18.20	63.60	kN
Maximum force $F_{max}$	39.10	121.00	kN
Unloading ratio $S_c$	0.89	0.74	%
Reloading ratio $R_c$	0.45	0.54	%

**Tab. 5.1:** Calibration of spring components on experimental results

Once calibrated, the hold-down and angle bracket spring components were used to model a full-scale crosslam panel tested at CNR-Ivalsa Trees and Timber Institute (Ceccotti et al. 2006a). The panel was connected to the foundation with three angle brackets and two hold-downs at both ends (see Fig. 5.5). The panel was made of five 17 mm thick layers of boards, for a total thickness of 85 mm. The loading protocol followed during the test was the one prescribed by EN12512 (2001). The vertical load applied on the top of the specimen was 18.5 kN/m.



**Fig. 5.5:** X-lam panel tested at CNR-Ivalsa Trees and Timber Institute, Italy (dimensions in mm) (2006a)

The timber panel was modelled using elastic and orthotropic shell elements type S4R with 4 nodes. The section associated to these elements was a composite shell section formed by 5 layers of linear elastic and orthotropic wood material, so all the dissipation was assumed to occur in the connectors. Hold-downs and angle brackets were modelled using the spring components with the calibration parameters listed in Tab. 5.1. Due to the lack of information, the shear stiffness of the hold-down and the axial stiffness of the angle bracket were assumed to be equal to the elastic stiffness of brackets and hold-down respectively.

Contact springs characterized by high stiffness in compression and very low stiffness in tension were used at the panel-foundation interface (see Fig. 5.6).

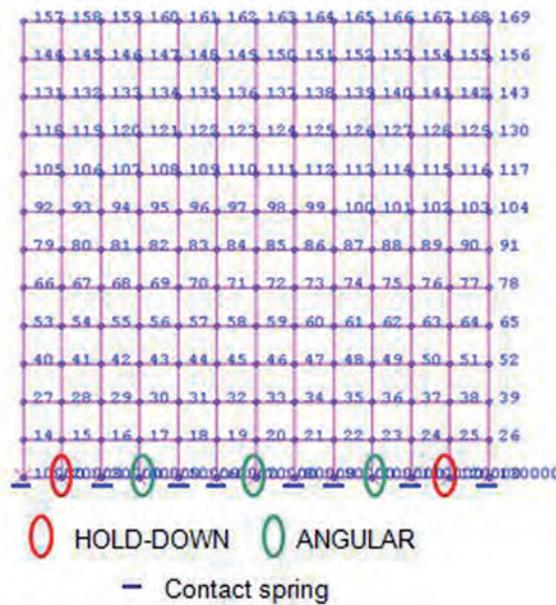


Fig. 5.6: Mesh and springs used to model the X-lam wall cyclic test

The experimental-numerical comparison is displayed in Fig. 5.7, showing an overall acceptable approximation. It must also be pointed out that unlike other software packages no convergence problems arose at any time during the cyclic analysis carried out with the proposed model.

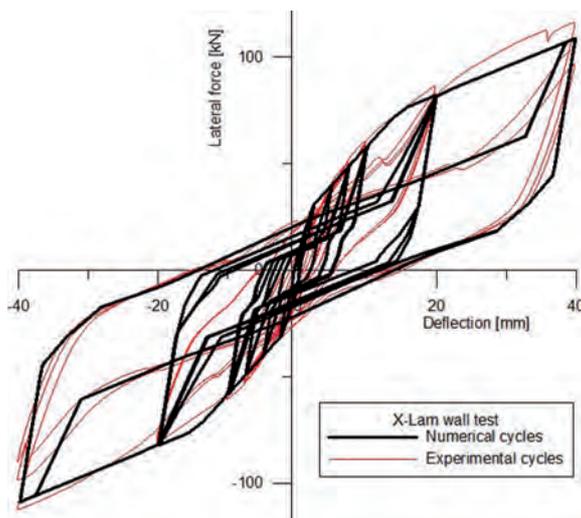


Fig. 5.7: Experimental - numerical comparison of the X-lam wall cyclic test performed at CNR-Ivalsa Trees and Timber Institute using the advanced Abaqus model.

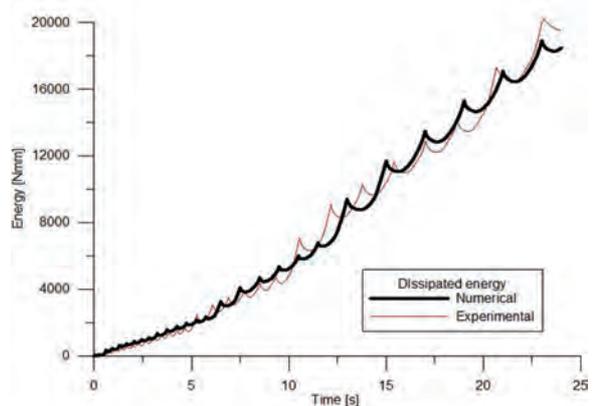


Fig. 5.8: Energy dissipation comparison between numerical and experimental behaviour

Also the dissipated energy were calculated and compared with the experimental ones, showing that the numerical values are quite close to the experimental ones (Fig. 5.8).

The calibration of the springs needs further refinement to improve the accuracy of the model. This will be possible after an extensive experimental programme ongoing at CNR-Ivalsa which includes cyclic tests on several specimens of every single connector and cyclic tests of subassemblies made of single and double walls connected in a different way will be concluded (Gavric et al. 2011). These experimental results will also allow calibration of the strength degradation, which was ignored in this first comparison due to the lack of experimental data. The model will be used to predict the experimental cyclic behaviour of the wall subassemblies by implementing the hysteretic behaviour of the different spring components as obtained by the experimental results carried out on the single connections.

### 5.3 Simplified Sap 2000 model

The possibility to use a simplified software package such as Sap 2000 (2000) for non-linear modelling has also been investigated. A calibration of a single spring has been made with the most similar hysteretic law available in Sap2000. Pivot rule has been used because it can represent, although with some approximation, pinching and unloading stiffness degradation (see Fig. 5.9).

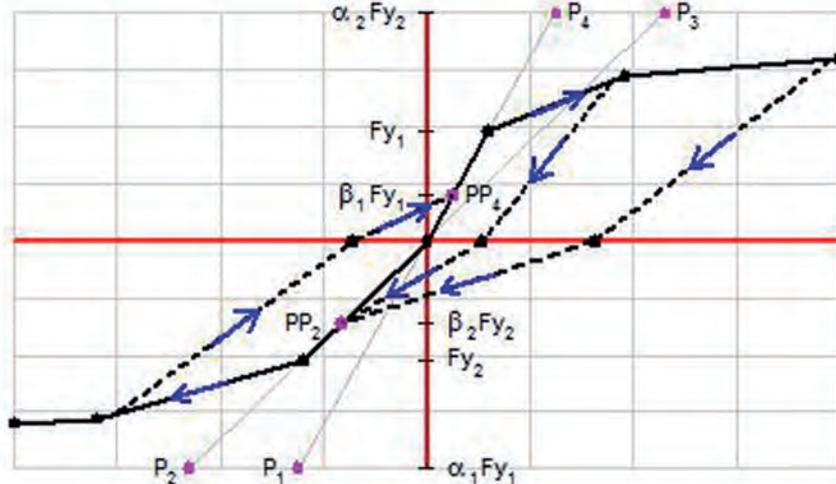


Fig. 5.9: Pivot rule used in Sap2000 (2000)

The parameters used for hold-down are  $\alpha = 50$ ,  $\beta = 0.05$  and  $v = 0.3$ ; for the angle bracket are  $\alpha = 100$ ,  $\beta = 0.4$  and  $v = 0.3$ .

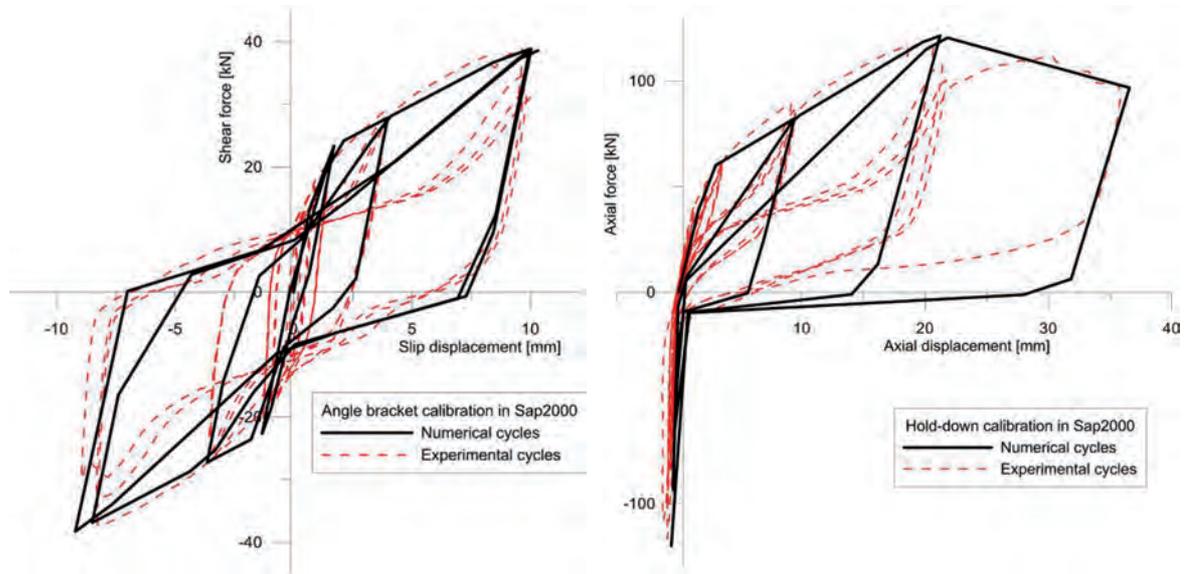


Fig. 5.10: Angle bracket (left) and hold-down (right) calibration in Sap 2000

As shown in Fig. 5.10, the dissipated energy in Sap 2000 are overestimated due to the Pivot rule shape, which generated a bigger cycle area in the last part of the unloading/reloading path. The stiffness is quite representative of the experimental behaviour, but there is no strength degradation at all. This last feature can be important in a seismic fragility analysis. The advanced Abaqus model was developed to overcome this important drawback of the simplified Sap 2000 model.

#### 5.4 Automatic calibration procedure for the advanced Abaqus model

To speed up the calibration process of the spring components on the experimental results, the software So.ph.i. (acronym for SOfware for PHenomenological Implementations) has been developed using the Visual Basic .NET language (2011c). So.ph.i. allows the user to visualize the results of the calibration made upon an experimental data set of a certain component. In addition, So.ph.i releases an input data file in the right format that will be used in the user subroutine implemented in ABAQUS for cyclic modelling of the corresponding spring component. An automated calibration procedure is available in the last version of So.ph.i.; this algorithm allows the user to obtain instantaneously all the parameters needed for a spring, directly from the experimental data series, loaded into the program in CSV format (comma-separated plain text file) (see Fig. 5.11 and Fig. 5.12).

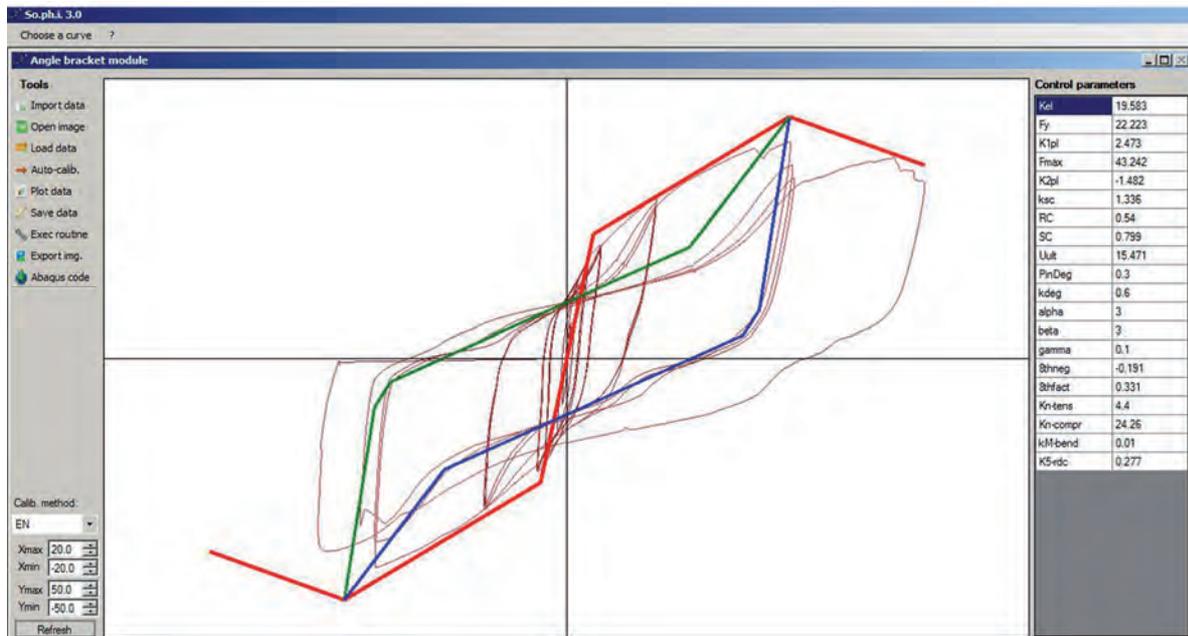


Fig. 5.11: Automatic calibration of an angle bracket spring



Fig. 5.12: Automatic calibration of an hold-down spring

Finally, this software helps researchers exchange data thanks to the easy-manageable saving format, which is a compressed file which contains all the information related to a single calibration. The aim of this feature is to collect several calibrations that can be selected, modified and reused when needed. This software is freely available at <http://giovanni.rinaldin.org> (2011d).

## 6 Conclusions

Cross-laminated timber buildings are made of prefabricated panels connected using hold-downs, angle brackets, and screws. Since the timber panels do not dissipate significant amount of energy during an earthquake, they can be modelled elastically using two-dimensional finite elements. It is crucial to model accurately the connectors as they are the only elements where plasticization and energy dissipation can occur during a seismic event. The connectors are modelled using linear elastic springs for linear static and dynamic analyses, non-linear elastic springs for non-linear static (push-over) analyses, and non-linear hysteretic springs for non-linear dynamic (time-history) analyses. The procedure proposed by Yasumura and Kawai can be used to calculate a linear elastic and an elasto-plastic behaviour equivalent to the actual non-linear monotonic and cyclic behaviour. In push-over analyses, reference to the backbone curve corresponding to the 3<sup>rd</sup> cycle of the cyclic experimental behaviour should be made to account for the strength degradation under cyclic loading.

Typical software packages such as Sap 2000 can be effectively used for linear analyses and non-linear static analyses of cross-lam buildings. However, they suffer from significant limitations when used for non-linear dynamic analyses due to the complexity of the connection hysteretic behaviour, characterized by significant pinching, strength and stiffness degradation, and softening after the attainment of the peak strength. Such a complex behaviour is not modelled in any of the hysteretic models provided by default in the software packages, requiring a custom-made model to be implemented. This has been done in the Abaqus software package through user springs added to the solver. These user elements can be used for every type of analysis and allow a correct calculation of the dissipated energy thanks to their accuracy in hysteretic characterization.

The seismic analyses of a case study multi-storey building and of a simple wall panel have demonstrated the need, in elastic analyses, to account for the flexibility of the connections, and the good approximation attainable when using the proposed advanced finite element model implemented in Abaqus. The model will be used, in the future, to analyze entire buildings, starting from the 3- and 7-storey buildings tested on the shaking table in Japan within the Sofie research project.

## 7 Acknowledgements

The writers would like to acknowledge Mr. Iztok Sustersic and Dr. Bruno Dujic from CBD d.o.o. - Contemporary Building Design Company, Celje (Slovenia) for the 4-storey case study building analyses, and Prof. Ario Ceccotti for providing the photos of crosslam structures used in this paper, for the experimental data of the cyclic tests carried out on crosslam panels at IVALSA CNR Trees and Timber Institute (Italy), and for the useful advice on the numerical modelling. The partial support of the first author from the Italian Civil Defense Department through the 'RELUIS 2010-13 - Network of the Italian University Laboratories on Seismic Engineering' research grant - Task 2.1.4. 'Technological and Code Innovation in Seismic Engineering - Seismic Design of New Construction - Timber Structures' is gratefully acknowledged.

## 8 References

Simulia - ABAQUS User's Manuals (2011) - version 6.10-1

Blass, H.J., and Fellmoser, P. (2004). Design of solid wood panels with cross layers. 8th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2004, June 14-17, Lahti, Finland; 543-548.

European Committee for Standardization - CEN (2002). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels, Belgium.

Ceccotti, A., Lauriola, M. P., Pinna, M., and Sandhaas, C. (2006a). SOFIE Project - Cyclic tests on Cross-Laminated Wooden Panels. CNR-IVALSA Italian National Research Council, Trees and Timber Institute, San Michele all'Adige (TN), Italy, 9th World Conference on Timber Engineering WCTE, Portland (U.S.A.), August 6-10, CD.

Ceccotti, A., Follesa, M., Lauriola, M.P., Sandhaas, C., Minowa, C., Kawai, N., and Yasumura, M. (2006b). Which seismic behaviour factor for multi-storey buildings made of cross-laminated wooden panels? Meeting 39 of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB; Florence (Italy), August 28-31, 8 pp.

Ceccotti, A. (2008). New technologies for construction of medium-rise buildings in seismic regions: the XLAM case. Structural Engineering International, Special Edition on Tall Timber Buildings, 18(2):156-165.

Computers & Structures Inc. (2000). SAP2000-Integrated finite element analysis and design of structures. Computers & Structures Inc.: Berkeley, CA.

Dujic, B., and Zarnic, R. (2005). Report on evaluation of racking strength of KLH system. University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetical engineering, Slovenia.

European Committee for Standardization - CEN (2001). EN 12512 - Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. Brussels, Belgium.

European Committee for Standardization - CEN (2003). Eurocode 8-Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. prEN 1998-1; Brussels, 2003.

European Committee for Standardization - CEN (2004). Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium.

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 16(3):573-592.

Fragiacomo, M., Dujic, B., and Sustersic, I. (2011). "Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions." Engineering Structures, Special Issue on Timber Engineering, available online, doi:10.1016/j.engstruct.2011.05.020.

Gavric, I., Ceccotti, A., and Fragiaco, M. (2011). Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panels and typical connections. 14th Conference of the Italian National Association of Earthquake Engineering (ANIDIS), Bari (Italy), 18-22 September, CD.

Yasumura, M., and Kawai, N. (1997). Evaluation of wood framed shear walls subjected to lateral load. Meeting 30 of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB. Vancouver, Canada.

Yates, M., Linegar, M., and Dujic, B. (2008). Design of an 8 storey Residential Tower from KLH -

Cross Laminated Solid Timber Panels. 10th World Conference on Timber Engineering WCTE 2008, Miyazaki (Japan), June 2-5, CD.

Rinaldin, G., Amadio, C., and Fragiaco, M. (2011). A component approach for non-linear behavior of cross-laminated solid timber panels. 14th Conference of the Italian National Association of Earthquake Engineering (ANIDIS), Bari (Italy), 18-22 September, CD.

Sustersic, I., Fragiaco, M., and Dujic, B. (2011). "Influence of connection properties on the ductility and seismic resistance of multi-storey cross-lam buildings." Meeting forty-four of the Working Commission W18-Timber Structures, CIB, International Council for Research and Innovation, Alghero (Italy), August 29-September 1, 11 pp.

Van de Lindt, J. W., Pei, S., Pryor, S. E., Shimizu, H., and Isoda, H. (2010). Experimental seismic response of a full-scale six-story light-frame wood building. *Journal of Structural Engineering*, 136(10):1262-1272.

EN 26891:1991 (1991) Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics. European norm, UNI Italian translation

MSDN (2011c) - Microsoft Developer Network - <http://msdn.microsoft.com>, Internet site

So.ph.i. Software (2011d) - <http://giovanni.rinaldin.org/>, Internet site

# K Die Holz-Massivbauweise in BSP im Vergleich mit anderen Bauweisen

A. Ringhofer, G. Schickhofer



DI Andreas Ringhofer

2010 Abschluss des Masterstudiums „konstruktiver Ingenieurbau“ an der TU Graz

seit 2011 Wissenschaftlicher Projektmitarbeiter am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz



Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer

1990 Diplom | TU Graz

1994 Doktorat | TU Graz

1999 Habilitation | TU Graz | venia docendi 'Holzbau und Holztechnologie'

2002 Geschäftsführer und wissenschaftlicher Leiter der holz.bau forschung gmbh | Kompetenzzentrum für Holzbau und Holztechnologie

2004 Professor für Holzbau und Holztechnologie | TU Graz

2008 stellvertr. Dekan der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

## 1 Einleitung

Die Holz-Massivbauweise unter Verwendung von Brettsperrholz als flächenbildender Baustoff gewinnt im mitteleuropäischen, aber auch im nordamerikanischen Raum zunehmend an Bedeutung. Neben Einfamilienhäusern in jeder Form und Größe als typisches Absatzgebiet dieses Materials, sind Büro-, Wohn- oder Geschäftsgebäude mit bis zu zehn Geschossen aus Brettsperrholz keine Seltenheit mehr. Durch die Zunahme der Bedeutung der Gebäude und dem steigenden Absatz des Produktes in Gebieten mit erhöhter Erdbebengefährdung wie etwa Italien, ist es unumgänglich, nicht nur das Material an sich, sondern die Bauweise als Gesamtheit auf ihre Tauglichkeit für den Einsatz in diesen Regionen zu untersuchen. Neben der Tatsache, dass durch die Nicht-Betrachtung dieser Thematik die „Erdbebensicherheit“ dieser Bauweise nicht einwandfrei garantiert werden kann, liefert die wissenschaftliche Fokussierung auf das Verhalten von Material und Verbindungstechnik unter hoher, größtenteils horizontaler Belastung weitere und vor allem neue Ansätze zur Optimierung des Bauens mit Brettsperrholz. Die Mit-Erfassung von Steifigkeiten bzw. Nachgiebigkeiten von Material und Verbindungstechnik im Rahmen der Tragwerksanalyse wirkt sich nicht nur positiv auf die Qualität der Berechnung, sondern auch auf die Gestaltung von Anschlüssen der BSP-Elemente untereinander aus. Als flächenförmige Bauweise unter Verwendung von großformatigen BSP-Platten wird die Holz-Massivbauweise weniger mit typischen Holz-Leichtbauweisen (Rahmenbauweise, Fachwerkbauweise), sondern eher mit anderen Massivbauweisen, wie etwa der Stahlbeton- oder der Ziegel-Massivbauweise verglichen. Neben der Gegenüberstellung des historischen Hintergrundes, der Anfertigung, der Montageprinzipien und der möglichen Einsatzgebiete [20] ist es naheliegend, die genannten Konstruktions- und Materialphilosophien auf ihre unterschiedliche Tragwirkungen und Verhaltensmuster vor allem unter hohen, außergewöhnlichen Beanspruchungen hin zu vergleichen.

Dies zum Anlass nehmend, wird in den weiteren Abschnitten dieses Beitrages dieser Bauweisenvergleich anhand eines mehrgeschossigen Hochbaus unter Erdbebenbeanspruchung vorgestellt. Vergleichsgegenstände sind dabei zum einen die Holz-Massivbauweise in BSP und zum anderen die Stahlbeton- und Ziegel-Massivbauweise. Obwohl die im Folgenden erläuterten Berechnungen unter Verwendung einfacher Verfahren umgesetzt wurden, würde die gesamte Darstellung dieses Vergleichs den Rahmen dieses Beitrages sprengen. Daher ist dieser ausschließlich als Zusammenfassung der durchgeführten Schritte zu verstehen, welche in ‚Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise | Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen‘ [24] nachzulesen sind.



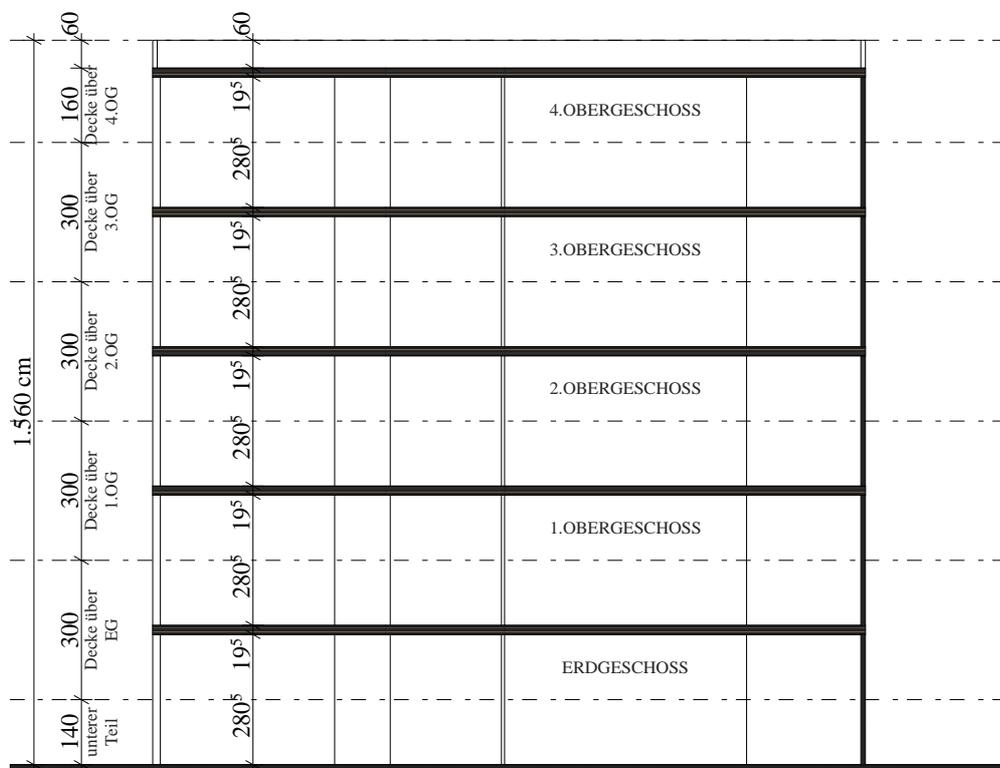


Abb. 2.2: Systemschnitt 1-1 des Beispielgebäudes

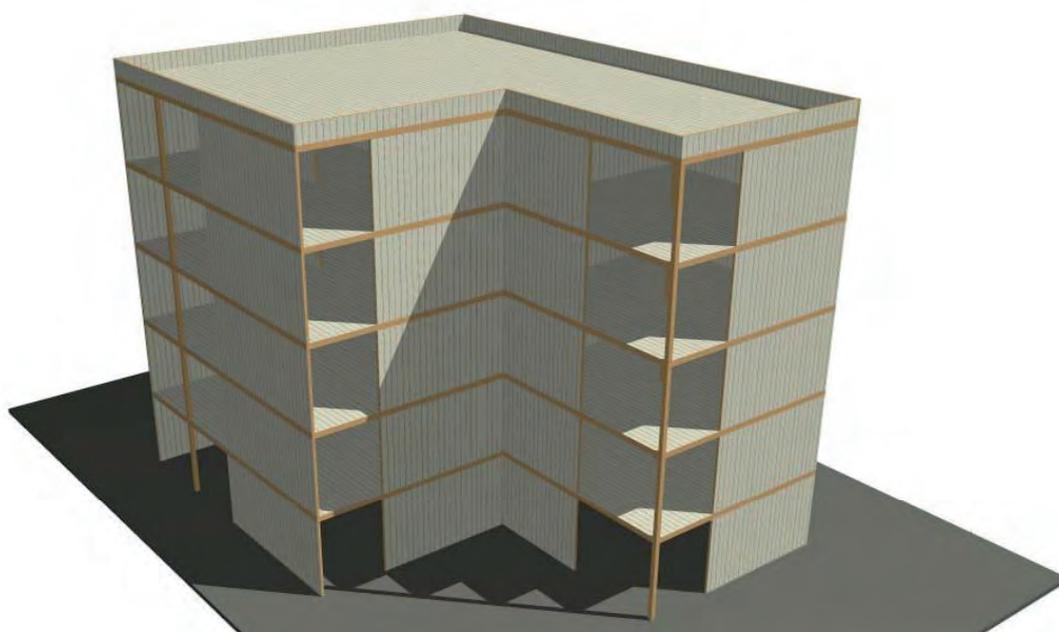


Abb. 2.3: 3D-Darstellung der Tragstruktur des Beispielgebäudes

Wie in diesen Abbildungen ersichtlich ist, handelt es sich bei diesem Gebäude um einen L-förmigen Grundriss mit den maximalen Abmessungen von 19,50 x 15,00 m. Die Erschließung erfolgt über das zweiläufige, am rechten Rand des Gebäudes situierte Stiegenhaus. Abgesehen von den vereinzelt angeordneten Stützen und Unterzügen, wird der Großteil der vertikal lastabtragenden Elemente durch Wandscheiben gebildet, welche als „primäre seismische Bauteile“ gleichzeitig zur Abtragung von horizontalen Einwirkungen dienen. Neben den als in ihren Ebenen schubsteif vorausgesetzten Decken (Holz-Massivbauweise in BSP, mineralische Massivbauweisen in Stahlbeton) gilt im Rahmen der weiteren Berechnungen das vordergründige Interesse der Modellbildung, Berechnung und Bemessung dieser Schubwände und ihren Anschlüssen zu den jeweiligen Geschossdecken. Anhand des Schnittes in Abb. 2.2 wird gezeigt, dass über die Gebäudehöhe hinweg eine einheitliche Geschosshöhe von rund 3,00 m (Abstand der Schwerebenen der Decken) angenommen wurde. Für sämtliche Zwischengeschossdecken gilt daher eine vertikale Deckeneinflusshöhe  $h$  von ebenfalls 3,0 m.

### 3 Bauteilaufbauten und Lastaufstellung

Da als Ziel der Vergleich der Materialien mitsamt ihren spezifischen Wichten, Steifigkeiten und Tragfähigkeiten definiert worden ist, wurde bei der Erstellung der Boden- und Wandaufbauten darauf geachtet, dass die durch die Aufbauten resultierenden Auflasten  $g_{k,2,i}$  nicht signifikant über die Bauweisen variieren. Geringfügige Unterschiede ergeben sich aus der Tatsache, dass aufgrund der bauphysikalischen Eigenschaften der unterschiedlichen Materialien baupraktisch nicht ein und derselbe Aufbau für die drei betrachteten Bauweisen umsetzbar ist. Die folgende Tabelle fasst die ständigen Einwirkungen  $g_{k,2,i}$  der Bauteilaufbauten der drei Varianten zusammen. Die Situierung der Aufbauten im Gebäude bzw. deren jeweilige Schichtenfolgen sind den Fassadenschnitten in den drei folgenden Abbildungen zu entnehmen.

<b>Variante 1: Holz-Massivbauweise</b>		
Bauteilaufbau	Bezeichnung	$d \cdot \gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Zwischendecke	H01	3,07
Flachdach	H02	3,44
Außenwand	H03	0,60
Innenwand	H04	0,30
<b>Variante 2+3: Stahlbeton- und Ziegel-Massivbauweise</b>		
Bauteilaufbau	Bezeichnung	$d \cdot \gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Zwischendecke	B01	3,02
Flachdach	B02	3,29
Außenwand	B03	0,48
Innenwand	B04	0,36

**Tab. 3.1:** ständige Einwirkungen  $g_{k,2,i}$  zufolge der Bauteilaufbauten (exkl. Eigengewicht der Konstruktion)

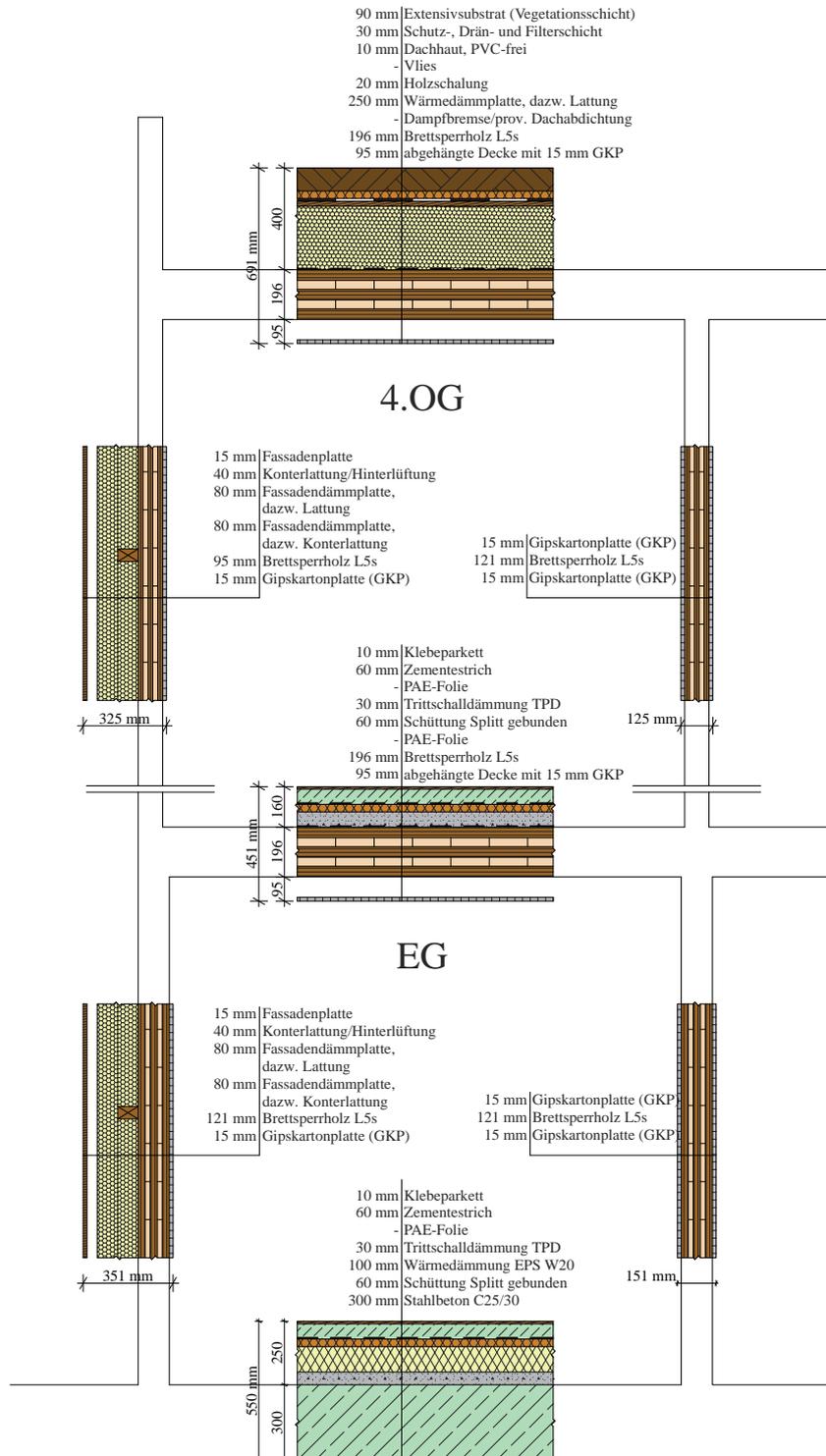
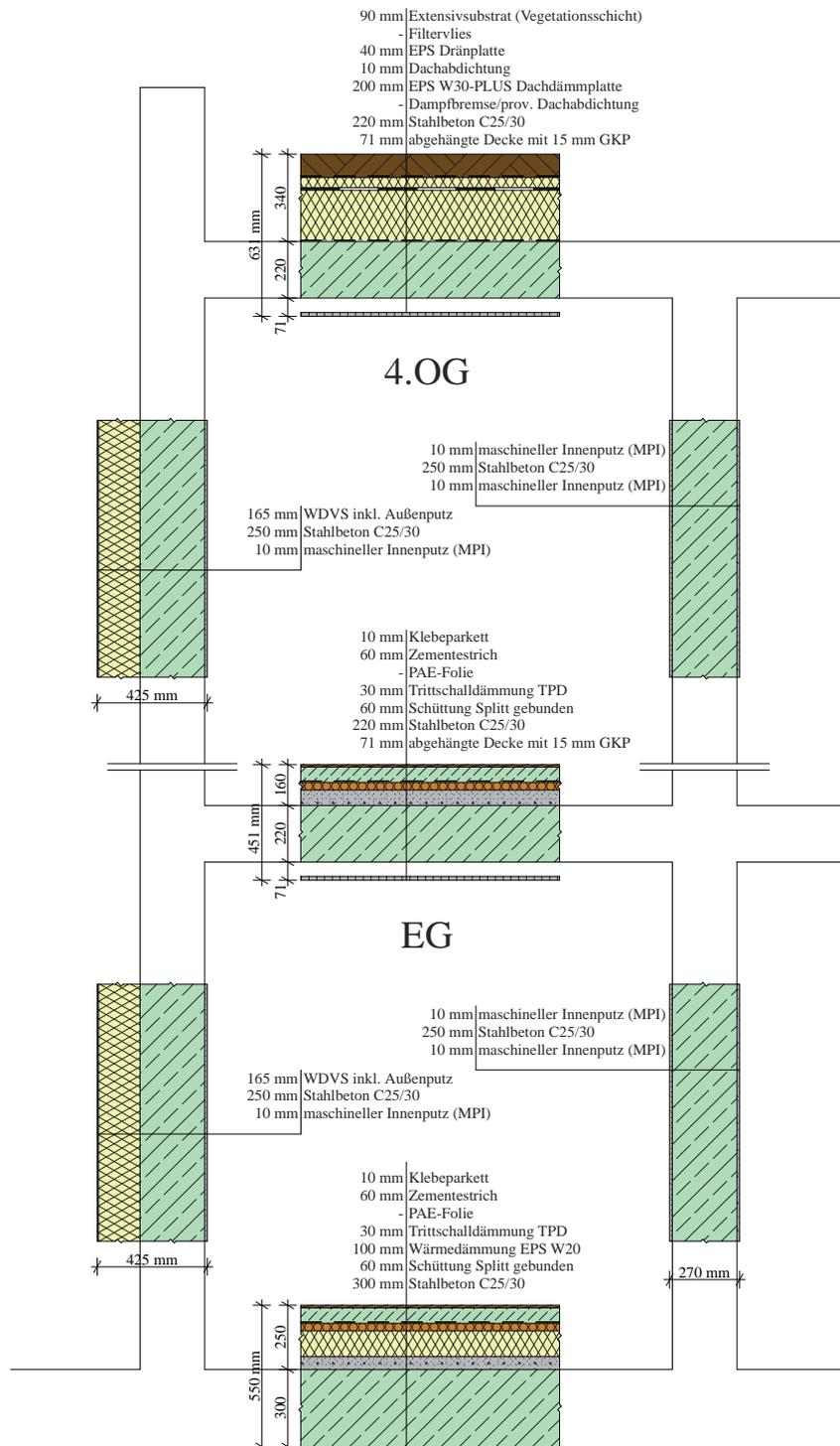


Abb. 3.1: Situierung und Schichtenfolge der Bauteilaufbauten für die Holz-Massivbauweise



**Abb. 3.2:** Situierung und Schichtenfolge der Bauteilaufbauten für die Stahlbeton-Massivbauweise

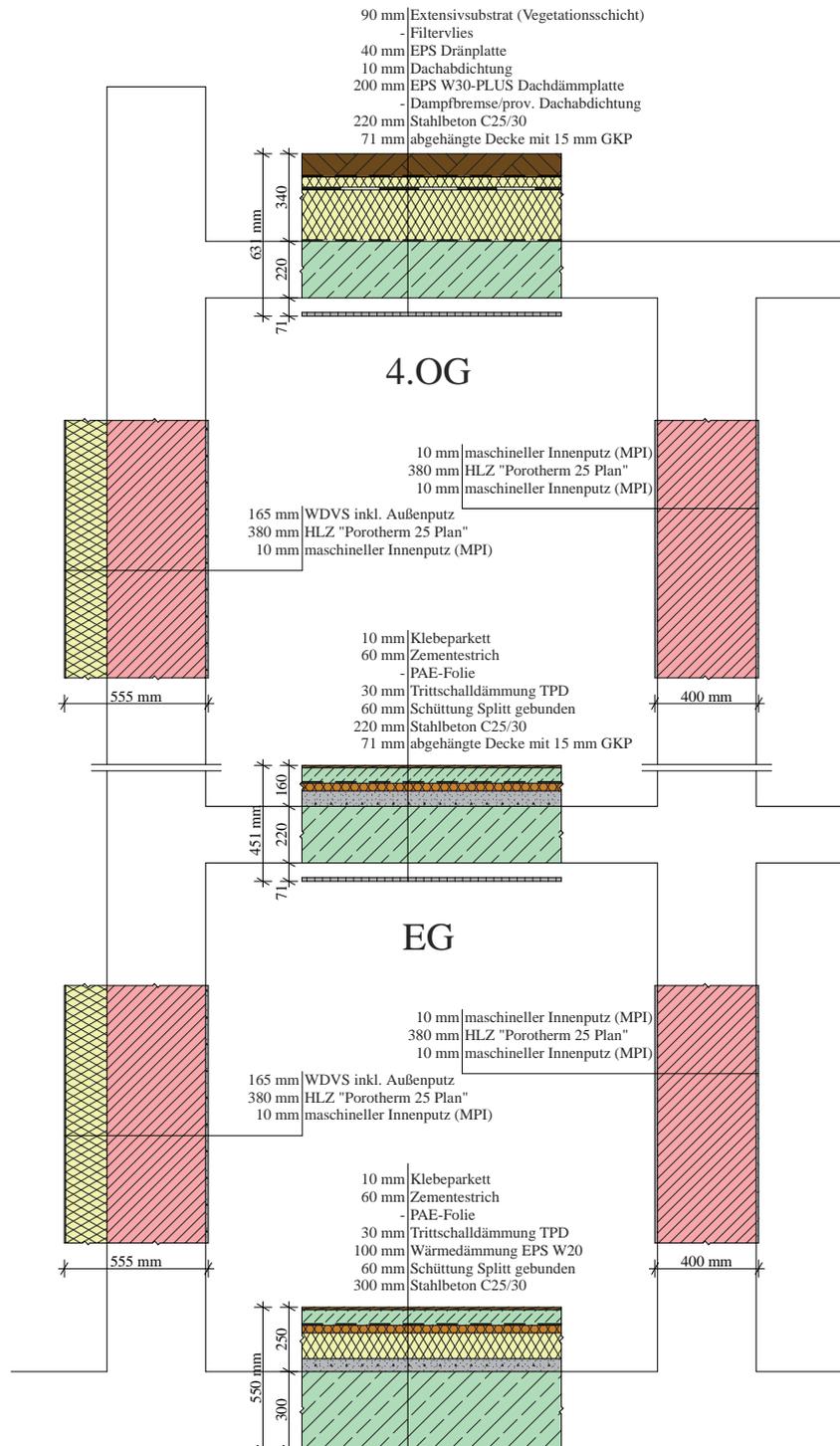


Abb. 3.3: Situierung und Schichtenfolge der Bauteilaufbauten für die Ziegel-Massivbauweise

Für sämtliche Zwischengeschossdecken wird die anzusetzende Verkehrslast (Nutzlast) zu

$$q_k = 2,80 \text{ kN/m}^2$$

angenommen. Diese setzt sich aus der Nutzlast für Decken von Wohngebäuden (Nutzungskat. A1) gemäß ÖNORM EN 1991-1-1:2003 [2] bzw. ÖNORM B 1991-1-1:2006 [3] von  $2,0 \text{ kN/m}^2$  und einem Trennwandzuschlag für einlagig beplankte Gipskarton-Ständerwände von  $0,80 \text{ kN/m}^2$  zusammen. Die Schneelast, welche auf das Flachdach einwirkt, wird mit

$$s_k = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

angenommen. Nachdem diese gemäß ÖNORM EN 1990:2002 [1] bei einer angenommenen Seehöhe von  $< 1000 \text{ ü. NN}$  keinen Einfluss auf die Einwirkungskombinationen für Erdbebenberechnungen gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] ausübt, dient diese lediglich zur Vordimensionierung der BSP-Dachelemente unter vertikaler Belastung.

## 4 Ergebnisse der Vordimensionierung und Wahl der Bauteil-Dimensionen

Um die Dimensionen der primären seismischen Bauteile (Decken, Wände) als Eingangsparameter für die Erdbebenberechnung zu erhalten, wurde eine Vordimensionierung des Tragwerks aufgrund der zuvor ermittelten, vertikalen Einwirkungen (ständige: Eigengewicht, Auflasten; veränderliche: Verkehrslasten, Schneelasten) für die drei gewählten Konstruktionsvarianten durchgeführt. Die Auswahl der Nachweiskriterien und der Berechnungsmethoden ist in [24] nachzulesen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen, sprich die Stärken der jeweiligen Bauteile und die daraus resultierenden ständigen Einwirkungen  $g_{k,1,i}$ , sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

<b>Variante 1: Holz-Massivbauweise</b>					
Bauteil	EG	1.OG	2.OG	3.OG	4.OG
Wände	BSP 121 L5s	BSP 121 L5s	BSP 95 L5s	BSP 95 L5s	BSP 95 L5s
$g_{k,1,i}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,67	0,67	0,52	0,52	0,52
Decken	BSP 196 L5s				
$g_{k,1,i}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08
<b>Variante 2+3: Stahlbeton- und Ziegel-Massivbauweise</b>					
Bauteil	EG	1.OG	2.OG	3.OG	4.OG
Wände-STB	STB 25 cm				
$g_{k,1,i}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
Wände-ZMWK	HLZ 38 cm				
$g_{k,1,i}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2,82	2,82	2,82	2,82	2,82
Decken	STB 22 cm				
$g_{k,1,i}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50

**Tab. 4.1:** Überblick über die aus der Vordimensionierung resultierenden Bauteildimensionen

Ein wichtiger Punkt im Rahmen der Vorbemessung war die Ermittlung der vertikalen Lasten auf die jeweiligen Tragwände. Nachdem deren Aufteilung nach Abb. 2.1 unregelmäßig ist und die Spannrichtung bzw. Systemwirkung der Deckenfelder über das Geschoss variiert, weisen diese Wände als Auflager der Decken und Unterzüge unterschiedliche vertikale Belastungen auf. Die Ermittlung dieser war nicht nur für die Dimensionierung der maximal beanspruchten Wand notwendig, sondern wirkt sich auch maßgebend auf die Modellbildung in der Erdbebenberechnung aus. Hierfür war es zweckmäßig, die Decken eines Regelgeschosses mit einer Einheitsflächenlast von 1 kN/m<sup>2</sup> zu beaufschlagen und die dabei resultierenden Einflusszahlen  $e_i$  (als Einzellast pro Tragwand oder Linienlast pro Wand und Laufmeter) der jeweiligen Tragwände zu ermitteln. Die folgenden Abbildungen zeigen die Benennung der Tragwände, welche für die weiteren Berechnungen herangezogen wird, sowie ein 3D-Finite-Elemente-Modell dieses Regelgeschosses mit Einheitsbelastung, welches mit dem Programm „RFEM 4.0“ erstellt worden ist.

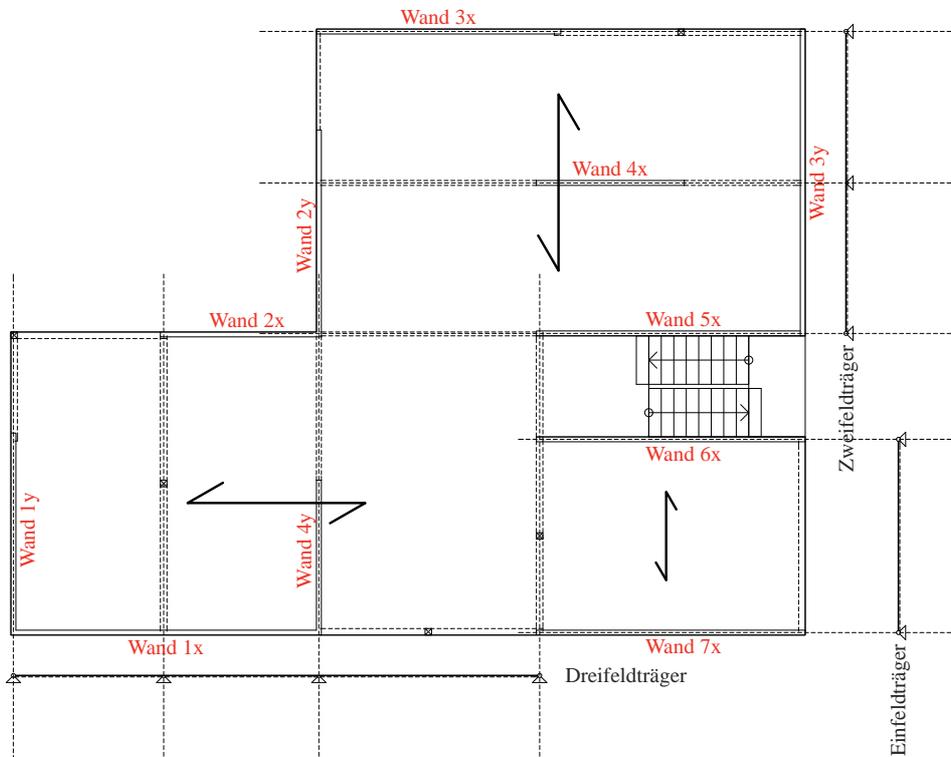


Abb. 4.1: Benennung der Tragwände aufgrund ihrer Achsrichtung und Darstellung der angenommenen Deckensysteme im Rahmen der Vorbemessung

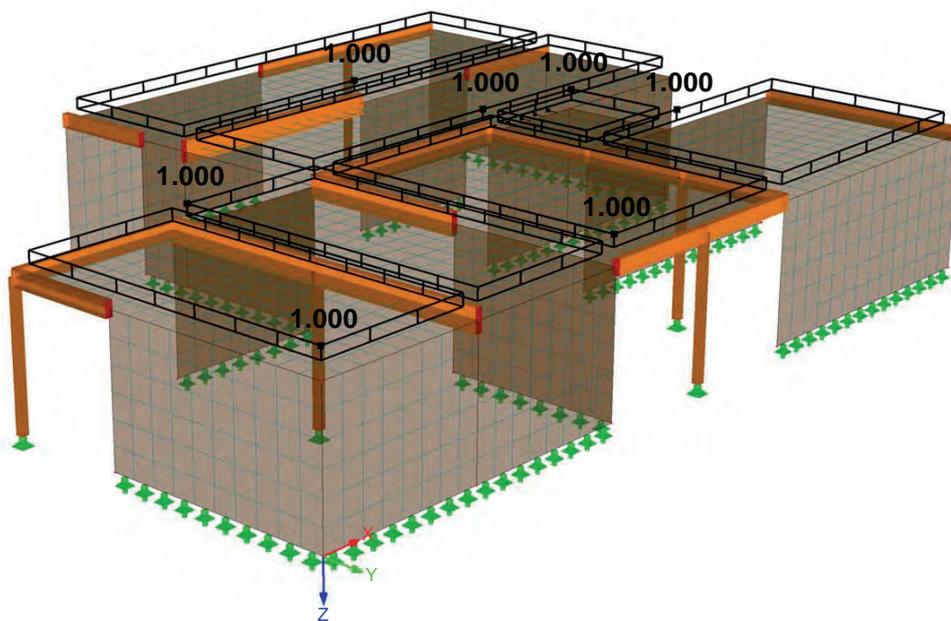


Abb. 4.2: 3D-Grafik des RFEM-Systems zur Ermittlung der Einflusszahlen  $e_i$  der Wandscheiben

Diese erläuterten Einflusszahlen  $e_i$  sind für die Tragwände 1x bis 4y in der folgenden Tabelle aufgelistet. Aufgrund des Umstandes, dass in der weiteren Modellbildung die Tragwände als Biegestäbe zusammengefasst werden, wurden die berechneten Auflagerreaktionen der Wände als Linienlasten durch Division mit deren Wandlängen zu Einzellasten umgewandelt.

<b>x-Richtung</b>		<b>y-Richtung</b>	
Wand-Nr.	Einflusszahl $e$	Wand-Nr.	Einflusszahl $e$
1x	1,07	1y	1,92
2x	3,20	2y	3,79
3x	1,96	3y	1,41
4x	9,20	4y	6,62
5x	2,71		
6x	3,98		
7x	2,21		

**Tab. 4.2:** *berechnete Einflusszahlen für die einzelnen Wandscheiben*

## 5 Ermittlung relevanter Parameter für die Erdbebenberechnung

Jene Ausgangsdaten, welche - unter Anwendung von kräftebasierenden Berechnungsverfahren - zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkung notwendig sind, können im folgenden Ausdruck zusammengefasst werden:

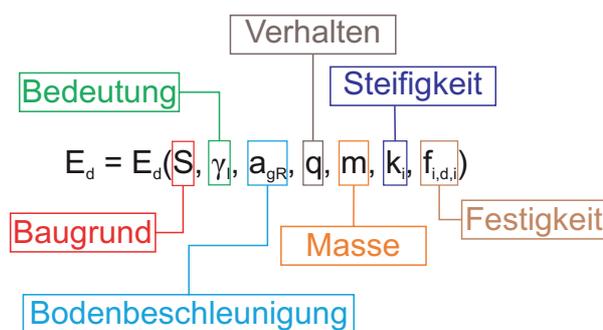


Abb. 5.1: wesentliche Parameter für die Erdbebenberechnung

Die Ermittlung dieser Parameter ist in den folgenden Abschnitten zusammengefasst.

### 5.1 Lage des Gebäudes: Bodenparameter und -beschleunigung

Nachdem das Bundesgebiet von Österreich eher einer geringen Erdbebengefährdung ausgesetzt ist, die Berechnung und Bemessung jedoch nach den österreichischen Erdbebennormen (ÖNORM EN 1998-1 [18] bzw. ÖNORM B 1998-1 [19]) erfolgt, wurde der Standort des Gebäudes, welcher im Weiteren die Größe der anzusetzenden Referenzspitzenbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  und den Wert des Baugrundparameters  $S$  vorgibt, fiktiv gewählt. Beide Kenndaten wurden mit

$$a_{gR} = 3,34 \text{ m/s}^2$$

und

$$S = 1,0$$

für diesen Standort angenommen.

### 5.2 Einstufung der Bedeutung des Gebäudes

Aus der Form des Gebäudegrundrisses und der Geschosshöhe ist ersichtlich, dass dieses Bauwerk als Wohn- oder Bürogebäude genutzt werden kann (siehe Nutzungskonzept in [24]) und daher der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I$  gemäß ÖNORM B 1998-1 [19] zu

$$\gamma_I = 1,0$$

resultiert.

### 5.3 Überprüfung des Seismizitätskriteriums

Um die Möglichkeit etwaiger Vereinfachungen im Nachweisverfahren zufolge des Kriteriums der „geringen Seismizität“ gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] bereits im Vorhinein abzuklären, wird dieses wie folgt überprüft:

„sehr geringe Seismizität“:

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,49 \text{ m/s}^2$$

„geringe Seismizität“:

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$$

Unter den erfolgten Annahmen beträgt dieses Produkt aus Baugrund, Bedeutung und Beschleunigung

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S = 1,0 \cdot 3,34 \cdot 1,0 = 3,34 \text{ m/s}^2$$

und liegt somit ein Vielfaches über der Obergrenze der „geringen Seismizität“. Daher sind in diesem Fall keine Vereinfachungen in der Berechnung zufolge geringer Einwirkungen möglich.

### 5.4 Ermittlung der Baustoffkenndaten „Steifigkeit“ und „Festigkeit“ unter außergewöhnlichen Einwirkungen für die untersuchten Varianten

Sämtliche relevanten Baustoffkenndaten wurden im Rahmen dieses Vergleichs gemäß den Vorschriften der Eurocode-Reihe für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ ermittelt. Diese sind für die drei Varianten in der folgenden Tabelle angeführt.

Variante 1: Holz-Massivbauweise		
Beiwerte		
Modifikationsbeiwert	$k_{mod}$	1,10
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_M$	1,00
Festigkeitsparameter		
Druckfestigkeit	$f_{c,clt,d}$	23,1 N/mm <sup>2</sup>
Querdruckfestigkeit	$f_{c,clt,90,d}$	2,75 N/mm <sup>2</sup>
Schubfestigkeit-Scheibe	$f_{v,clt,d}$	5,50 N/mm <sup>2</sup>
Torsionsfestigkeit-Scheibe	$f_{tor,clt,d}$	2,75 N/mm <sup>2</sup>
Steifigkeitsparameter		
E-Modul in Faserrichtung	$E_{0,mean}$	11000 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul quer zu Faserrichtung	$E_{90,mean}$	370 N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{0,mean}$	690 N/mm <sup>2</sup>
Rollschubmodul	$G_{90,mean}$	69 N/mm <sup>2</sup>

Tab. 5.1: relevante Baustoffkenndaten für die Variante in Holz-Massivbauweise (nach [10], [11] und [20])

<b>Variante 2: Stahlbeton-Massivbauweise</b>		
Beiwerte		
Teilsicherheitsbeiwerte	$\gamma_c$	1,50
	$\gamma_s$	1,15
Festigkeitsparameter		
Druckfestigkeit-Beton C25/30	$f_{ck}$	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Steifigkeitsparameter		
E-Modul	$E_{cm}$	30500 N/mm <sup>2</sup>
G-Modul	G	14500 N/mm <sup>2</sup>

**Tab. 5.2:** relevante Baustoffkennndaten für die Variante in Stahlbeton-Massivbauweise (nach [8] und [9])

<b>Variante 3: Ziegel-Massivbauweise</b>		
Beiwerte		
Teilsicherheitsbeiwerte	$\gamma_m$	1,50
	$\gamma_s$	1,00
Festigkeitsparameter		
Druckfestigkeit	$f_d$	3,17 N/mm <sup>2</sup>
Haftscherfestigkeit	$f_{vdo}$	0,20 N/mm <sup>2</sup>
Steifigkeitsparameter		
E-Modul	E	4750 N/mm <sup>2</sup>
G-Modul	G	1900 N/mm <sup>2</sup>

**Tab. 5.3:** relevante Baustoffkennndaten für die Variante in Ziegel-Massivbauweise (nach [14] und [15])

### 5.5 Berechnung der seismisch aktiven Massen

Die Ermittlung der seismisch aktiven Massen erfolgt gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] mit dem Ausdruck

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i},$$

der sich unter Anwendung der ÖNORM B 1998-1 [19] ( $\varphi = 1,0$ ) zu folgendem Ausdruck umwandeln lässt:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

$\psi_{2, \text{Gesch}} = 0,3$  für Nutzlasten (Verkehrslasten) auf den Zwischengeschossdecken

und

$\psi_{2, \text{Dach}} = 0,0$  für Nutzlasten auf dem Dach

Die folgenden Tabelle gibt die Ergebnisse dieser Massenermittlung, aufgeschlüsselt nach den Geschossmassen (werden als in der Schwerebene der Geschossdecke situiert angenommen) und den drei Varianten wieder.

<b>Variante 1: Holz-Massivbauweise</b>						
Boden	Dü EG	Dü 1.OG	Dü 2.OG	Dü 3.OG	Dü 4.OG	Summe
10128	134800	133468	132136	132136	117188	659858
<b>Variante 2: Stahlbeton-Massivbauweise</b>						
Boden	Dü EG	Dü 1.OG	Dü 2.OG	Dü 3.OG	Dü 4.OG	Summe
58151	336798	336798	336798	336798	293533	1698876
<b>Variante 3: Ziegel-Massivbauweise</b>						
Boden	Dü EG	Dü 1.OG	Dü 2.OG	Dü 3.OG	Dü 4.OG	Summe
28330	272897	272897	272897	272897	245252	1365171

**Tab. 5.4:** seismisch aktive Massen je Geschoss und Variante (in [kg])

### 5.6 Festlegung der Verhaltensbeiwerte $q_i$

Bei Anwendung von kräftebasierenden Berechnungsverfahren, wie etwa des vereinfachten oder modalen Antwortspektrumverfahrens (VASV oder MASV) nach ÖNORM EN 1998-1 [18], fließt der Verhaltensbeiwert  $q$  als Divisor in die Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der Gesamterdbebenkraft ein und hat somit einen maßgebenden Einfluss auf die Größe der Einwirkungen. Da dieser nicht nur in Abhängigkeit des Tragsystems (hier für sämtliche Varianten ident) gewählt, sondern auch von den eingesetzten Bauelementen und Materialien beeinflusst wird, variiert dessen Größe zwischen den untersuchten Bauweisen:

Bauweise	Verhaltensbeiwert $q$
Holz-Massivbauweise	3,0
Stahlbeton-Massivbauweise	3,0
Ziegel-Massivbauweise	2,0

**Tab. 5.5:** ermittelte bzw. gewählte Verhaltensbeiwerte für die untersuchten Bauweisen

Anmerkung:

Die Wahl der Verhaltensbeiwerte  $q$  erfolgte für die beiden mineralischen Massivbauweisen gemäß den betreffenden Kapiteln der ÖNORM EN 1998-1 [18], für die Holz-Massivbauweise wurde dieser aufgrund des aktuellen Wissensstandes (siehe auch [21] und [22]) zu dieser Thematik angenommen.

## 6 Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien und Wahl des Berechnungsverfahrens

Als nächster Schritt im Rahmen der Erdbebenberechnung der Bauweisen ist in diesem Abschnitt die Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien in Grund- und Aufriss und die daraus resultierende Wahl des Berechnungsverfahrens angeführt. Weiters soll noch kurz auf die weiteren, in der ÖNORM EN 1998-1 [18] angeführten Methoden zur Erdbebenberechnung eingegangen werden.

### 6.1 Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss

#### 6.1.1 Kompaktheit der Grundrissform

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.2(3) muss der Grundriss jedes Stockwerks eines Gebäudes von einem konvexen Polygon umrissen sein (Vermeidung von Ein- oder Rücksprünge). Auftretende Rücksprünge sind erlaubt, wenn einerseits die Steifigkeit der Geschossdecken in ihren Ebenen nicht beeinträchtigt wird (kann hier angenommen werden) und andererseits für jeden Rücksprung die Fläche zwischen dem Umriss des Stockwerks und einem konvexen Polygon als Umhüllende des Stockwerks 5% der Stockwerksfläche nicht überschreitet. Die folgende Abbildung zeigt die, für alle Geschosse geltende Grundrissform (unabhängig von der Ausführungsvariante) mit den gekennzeichneten Rücksprünge und den für die Überprüfung notwendigen Flächeninhalten.

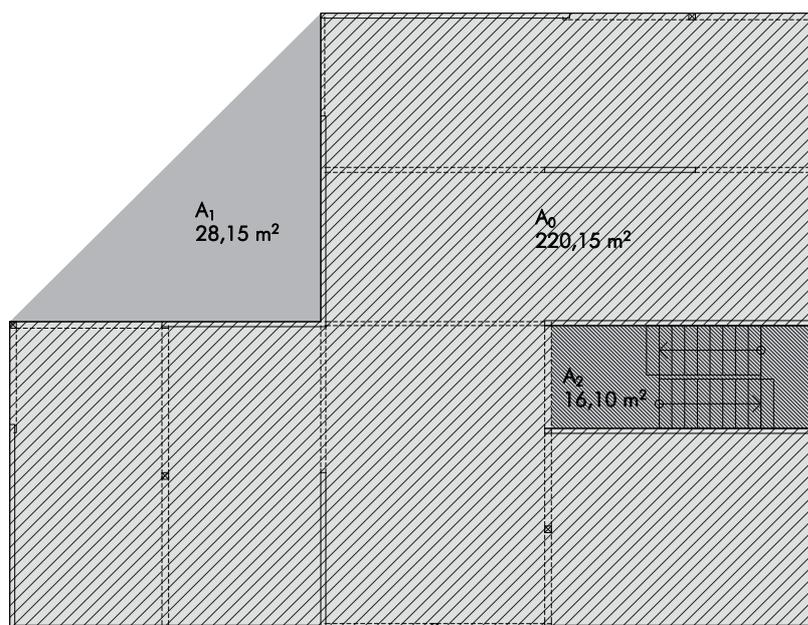


Abb. 6.1: Flächeninhalte der Rück- und Einsprünge im Grundriss

Wie aus Abb. 6.1 erkennbar wird, müssen für dieses Kriterium zwei Bedingungen überprüft werden:

- Bedingung für das Flächenverhältnis der Rücksprünge zu jenem der Nettofläche der Decke

$$\frac{A_1}{A_0} \cdot 100 = \frac{28,15}{220,15} \cdot 100 = 12,8 > 5,0 \quad \text{Kriterium nicht eingehalten}$$

- Bedingung für das Flächenverhältnis von Einsprünge zu jenem der Nettofläche der Decke

$$\frac{A_2}{A_0} \cdot 100 = \frac{16,10}{220,15} \cdot 100 = 7,3 > 5,0 \quad \text{Kriterium nicht eingehalten}$$

Damit ist das Kriterium der Kompaktheit der Grundrissform **nicht erfüllt**. Da gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.2(1)P für einen regelmäßigen Grundriss jedoch sämtliche Kriterien eingehalten werden müssen, kann diese Überprüfung hier bereits abgebrochen und der Grundriss als **unregelmäßig** bezeichnet werden.

## 6.2 Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss

### 6.2.1 durchgehende Aussteifungssysteme

Sämtliche Tragwände verlaufen ohne Unterbrechung vom Einspannungshorizont (Fundament) bis zum Dach des Gebäudes.

Dieses Kriterium ist somit gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(2) **erfüllt**.

### 6.2.2 Verlauf der Horizontalsteifigkeit und Geschossmasse über die Geschosshöhe

Die Geschossmassen und die Horizontalsteifigkeit sind für sämtliche Varianten entweder über die Stockwerke konstant (Ziegel-Massivbauweise, Stahlbetonbauweise), oder nehmen nach oben hin ab (Holz-Massivbauweise).

Dieses Kriterium ist somit gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(3) **erfüllt**.

### 6.2.3 Regelungen für Rahmentragwerke

Dieses Kriterium ist gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(4) **nicht relevant**.

### 6.2.4 Regelungen für Rücksprünge

Das Gebäude weist weder Vor- noch Rücksprünge über die Gebäudehöhe auf.

Das Kriterium ist gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3.3(5) **erfüllt**.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sämtliche Kriterien für die konstruktive Regelmäßigkeit im Aufriss als **erfüllt** zu betrachten sind.

### 6.3 Wahl des Berechnungsverfahrens

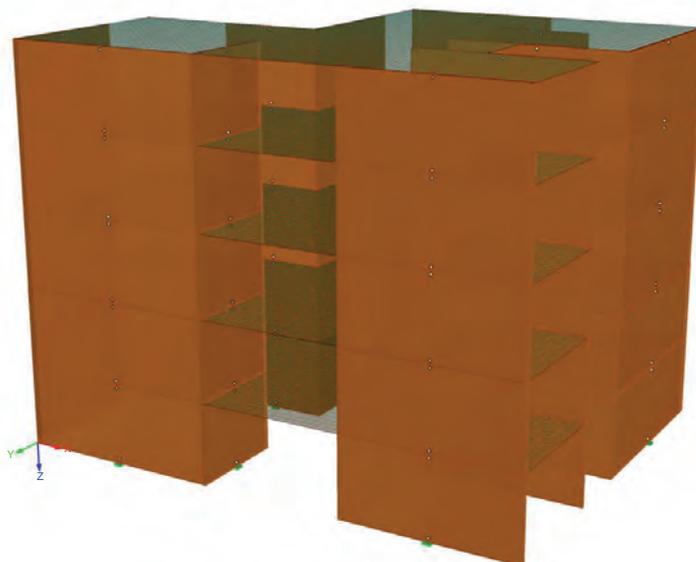
Die folgende Tabelle aus der ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.2.3 gibt in Abhängigkeit der Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien einen Überblick über die zulässigen Modellbildungen und Berechnungsverfahren. Der hier vorliegende Fall ist hervorgehoben.

regelmäßig		zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
ja	ja	eben	vereinfacht*	Referenzwert***
ja	nein	eben	modal**	abgemindert***
<b>nein</b>	<b>ja</b>	<b>räumlich</b>	<b>vereinfacht</b>	<b>Referenzwert</b>
nein	nein	räumlich	modal	abgemindert

\* unter „vereinfacht“ wird die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens (VASV) verstanden  
 \*\* unter „modal“ wird die Anwendung des modalen Antwortspektrumverfahrens (MASV) verstanden  
 \*\*\* der Referenzwert und die vorzunehmende Abminderung bei Unregelmäßigkeit des Aufrisses ist von der Konstruktion und vom Material abhängig und den Kapiteln 5 bis 9 der ÖNORM EN 1998-1:2011 [18] zu entnehmen

**Tab. 6.1:** Berechnungsmethoden, Modellbildung und Verhaltensbeiwert zufolge der Regelmäßigkeitskriterien gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18]

Als Konsequenz der Unregelmäßigkeit des Grundrisses erfolgt die Ermittlung der Einwirkungen zufolge der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“ für sämtliche Ausführungsvarianten anhand eines räumlichen Modells mit Hilfe des Software-Pakets „RFEM“. Die dabei ermittelten Grundperioden bilden die Eingangswerte für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens (VASV). Die Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die einzelnen Tragwände eines Geschosses wird in Abhängigkeit deren Wand- und Anschlusssteifigkeiten mit Hilfe einer MS-EXCEL-Tabellenberechnung umgesetzt.



**Abb. 6.2:** 3D-Rechenmodell (Stab-Platten-Modell) des Tragwerks in RFEM

## 6.4 Hinweis auf weitere Berechnungsverfahren gemäß ÖNORM EN 1998-1

Neben dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren (VASV), welches im Weiteren anhand des Berechnungsbeispiels genau erläutert wird, gibt die ÖNORM EN 1998-1 Methoden an, welche ebenfalls zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen in Betracht gezogen werden können. Die Einteilung dieser Methoden kann anhand der Berechnungsparameter „linear-elastisch vs. nichtlinear-elastisch/plastisch“, „statisch vs. dynamisch“, oder „kräftebasierend vs. verformungsbasierend“ erfolgen. Auch eine Aufgliederung der Methoden in Berechnungsaufwand und Akzeptanz bei den berechnenden Ingenieuren ist sinnvoll (siehe [23]). Im Rahmen dieses kurzen Überblicks wird dieselbe Aufteilung verwendet, welche auch in der ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 4.3.3 angeführt ist:

- linear-elastische Methoden
  - vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (VASV)
  - multimodales Antwortspektrumverfahren (MASV)
  
- nicht-lineare Methoden
  - nichtlineare, statische (pushover) Berechnung
  - nichtlineare, dynamische Zeitverlaufsberechnung

### 6.4.1 Das multimodale Antwortspektrumverfahren (MASV)

In der aktuellen Erdbebennormung Europas für Hochbauten, der EN 1998-1 [18], gilt das multimodale Antwortspektrumverfahren als Referenzmethode, welche für sämtliche Bauwerke des Gültigkeitsbereichs der Norm angewendet werden darf. Im Gegensatz zum vereinfachten Antwortspektrumverfahren, das zur Berechnung des dynamischen Verhaltens des Gebäudes praxistaugliche Methoden vorschlägt (verformungsabhängige Verfahren zur Bestimmung der Grundperiode des Ersatzmodells), werden im Rahmen des MASV durch Lösen der Bewegungsgleichung (Schwingungsdifferentialgleichung) des Mehrmassenschwingers als Ersatzsystem sämtliche Eigenperioden des Tragwerks ermittelt.

Je nach Art, Gestaltung und Umfang des Tragsystems und der erwünschten Genauigkeit der Ergebnisse, kann diese Berechnung anhand eines 1D/2D/3D-Modells mittels EDV- oder Handrechnung (MS EXCEL) erfolgen. Als nächster Schritt werden diese Eigenperioden  $T_i$  (in [s]) in die Definitionsgleichungen des Bemessungsspektrums eingetragen und die dazu gehörenden Ordinatenwerte  $S_{d,i}(T_i)$  ausgelesen. Die Kombination dieser mit den zu den jeweiligen Eigenformen gehörenden, modalen Massen und Beteiligungsfaktoren führt letztendlich zu den gewünschten Erdbebeneinwirkungen.

Nachdem die Anzahl der möglichen Eigenformen in Abhängigkeit von den Freiheitsgraden des Systems und somit von der Komplexität des Berechnungsmodells große Werte annehmen kann, gibt Abschnitt 4.3.3.3.1 der ÖNORM EN 1998-1 [18] Aufschluss darüber, welche und wie viele Eigenformen mitberücksichtigt werden müssen und in welcher Form die jeweils ermittelten modalen Einwirkungen miteinander zu kombinieren sind.

#### **6.4.2 Die nichtlineare, statische (pushover) Berechnung**

Die Grundlage der ‚pushover‘-Berechnung bildet die Ermittlung der Last-Verformungsbeziehung eines Tragwerks unter horizontalen Einwirkungen. Im Gegensatz zum VASV bzw. MASV beinhaltet diese Ermittlung die Einbeziehung sämtlicher nichtlinearer Effekte der verwendeten Materialien. Umlagerungen zufolge des Ausfalls bestimmter Tragwerkskomponenten sind ebenfalls im Zuge der Berechnung zu berücksichtigen. Die Einwirkungen, welche gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] zwei unterschiedliche Verläufe (konstant über die Höhe und mit der Höhe zunehmend) aufweisen müssen, werden bis hin zum Tragwerkskollaps kontinuierlich gesteigert, wobei mit der Ermittlung der dazu gehörigen, horizontalen Dachverformung die „Kapazitätskurve“ des Gebäudes erstellt werden kann. Bei weiterem Vorgehen nach ÖNORM EN 1998-1 [18], Anhang B erfolgt nun eine Transformation dieser in jene eines äquivalenten Einmassenschwingers, was im Wesentlichen durch eine Normierung von Kraft und Verformung umgesetzt wird. Im Weiteren wird diese normierte, nichtlineare Kurve einer elastisch/ideal-plastischen Kraft-Verschiebungsbeziehung gleichgesetzt, welche aufgrund der eindeutigen Festlegung der Fließ- und Bruchzustände zur Bestimmung der Periode dieses äquivalenten Einmassenschwingers dient. Diese wird als Eingangsparameter zur Ermittlung der Zielverschiebung dieses Einmassenschwingers mit Hilfe eines Verschiebungsantwortspektrums herangezogen. Die horizontale (Dach-)Verformung unter Erdbebeneinwirkungen resultiert letztendlich aus der Rück-Transformation der Zielverschiebung des ideellen Systems.

Der Vorteil der Anwendung dieser Methode liegt in der Miterfassung des nichtlinearen Verhaltens relevanter Tragwerkskomponenten (bei der Holz-Massivbauweise die jeweiligen Anschlüsse), während dieses unter Verwendung von linearen, kräftebasierenden Verfahren ausschließlich durch die Wahl eines einzigen Faktors (Verhaltensbeiwert  $q$ ) mitberücksichtigt - oder besser gesagt, abgeschätzt werden kann.

#### **6.4.3 Die nichtlineare, dynamische Zeitverlaufsberechnung**

Wie in der Definition bereits enthalten ist, erfolgt im Rahmen der Zeitverlaufsberechnung die Ermittlung von Kraft und Verformung in Abhängigkeit der Zeit. Dies geschieht durch direkte numerische Integration der Bewegungsdifferentialgleichungen unter Verwendung von definierten Beschleunigungszeitverläufen, welche die Erregerfunktionen (Störfunktionen) dieser Gleichungen darstellen. Abschnitt 3.2.3 der ÖNORM EN 1998-1 [18] gibt Aufschluss über die Wahlmöglichkeit und die Randbedingungen bei Verwendung von aufgezeichneten und/oder simulierten Beschleunigungszeitverläufen. Nachdem dieses Verfahren aufgrund der Komplexität der zu tätigen Schritte und der Anforderungen an die Berechnungssoftware kaum für die breite Anwendung in der Praxis umsetzbar ist, wird es im Rahmen dieses Beitrages nicht weiter behandelt.

## **7 Erbebenbemessung unter Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens**

Stellvertretend für die drei untersuchten Varianten werden anhand des Bauwerks in Holz-Massivbauweise die zu tätigenen Maßnahmen zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen erläutert und die dabei gewonnenen Ergebnisse interpretiert. Diese Vorgangsweise kann wie folgt auf gegliedert werden:

- 1.) Erstellung des 3D-Rechenmodells und Ermittlung der Grundperioden des Systems
- 2.) Verwendung der Grundperioden zur Bestimmung der Erdbebenersatzkräfte unter Anwendung des VASV
- 3.) Berechnung der Systemschnittgrößen zufolge der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“
- 4.) Nachweisführung und Kapazitätsbemessung

Dieses Vorgehen kann z.B. strikt für Stahlbetonbauten so umgesetzt werden (sofern die Wände und Decken nicht stark unterdimensioniert sind), da sich etwaige Detailausbildungen wichtiger Anschlussknoten zur Gewährleistung von duktilen Versagensmechanismen im Wesentlichen nur auf die Bewehrungsführung auswirken (Kapazitätsbemessung) und bei der Anwendung des VASV keinen signifikanten Einfluss auf die Ermittlung der Systemsteifigkeit bzw. auf das globale Rechenmodell ausüben. Im Gegensatz dazu, hat die Wahl der Art, der Anzahl und der Situierung der Verbindungstechnik in der Holz-Massivbauweise eine große Auswirkung auf die Systemsteifigkeit und in weiterer Folge auf die Größe der Erdbebenersatzkräfte. Nachdem diese jedoch die Einwirkungen für die Nachweisführung in Schritt 4 darstellen, welche zumindest die Anzahl der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen vorgibt, sind zu Beginn der Berechnung (Schritt 1) Anzahl und Steifigkeit dieser Anschlüsse noch nicht bekannt und können maximal im Rahmen einer Vorbemessung abgeschätzt werden. Daher ist dieses schrittweise Vorgehen für die Holz-Massivbauweise iterativ und anhand der folgenden Abbildung demonstriert.

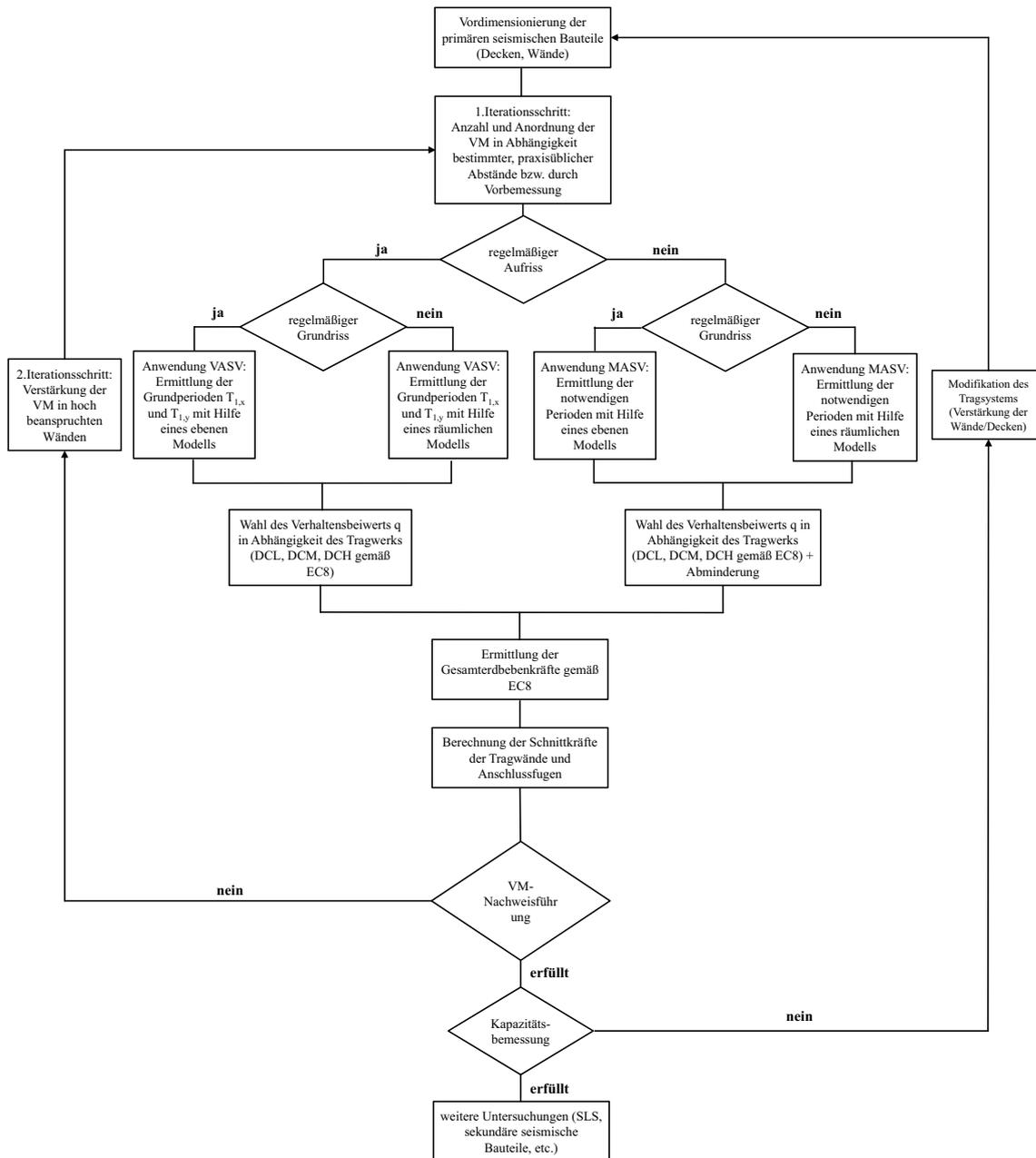
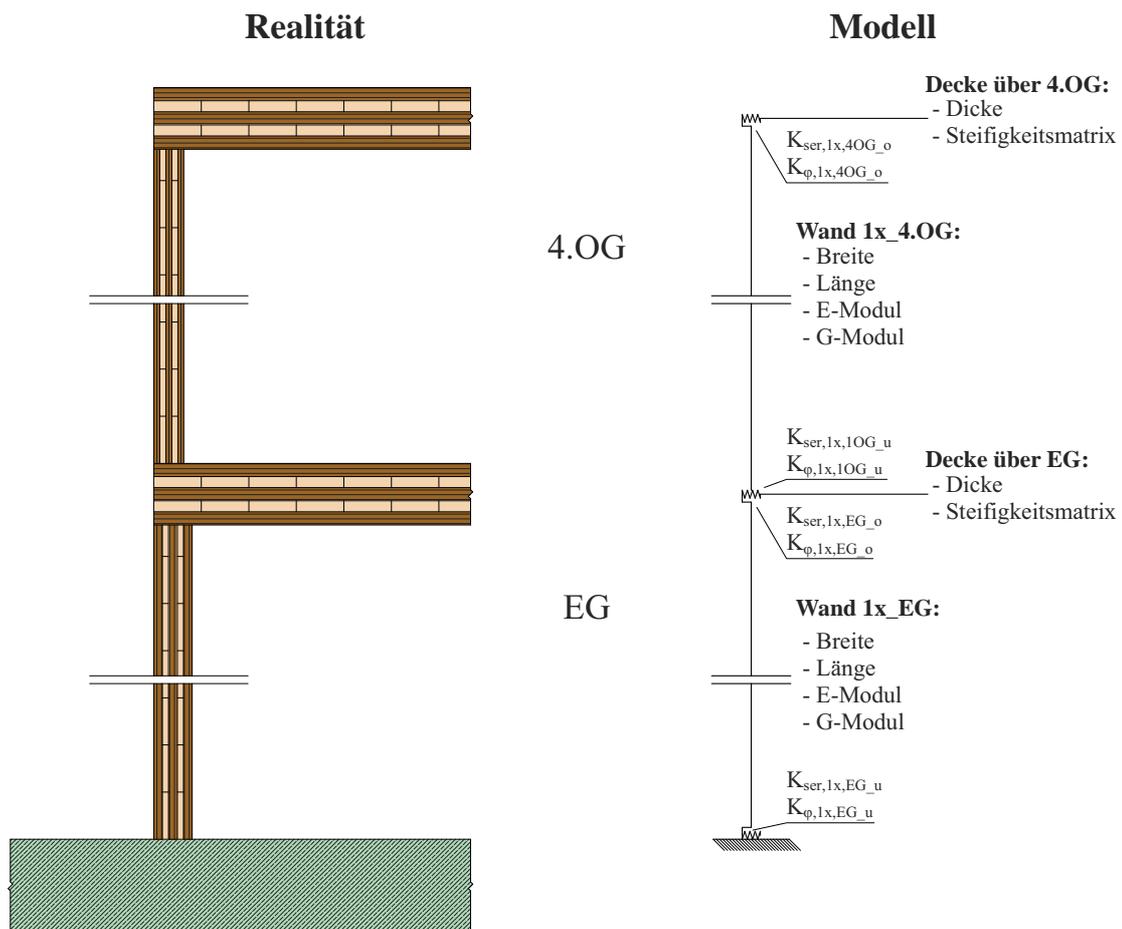


Abb. 7.1: Flussdiagramm zur Überprüfung der Anforderungen an die Standsicherheit in der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“ für die Holz-Massivbauweise unter Anwendung kräftebasierender Berechnungsmethoden

## 7.1 Schritt 1 - Erstellung des 3D-Rechenmodells und Ermittlung der Grundperioden des Systems

Wie in Abschnitt 6, Abb. 6.2 angeführt ist, wurde zur Ermittlung der beiden Grundperioden des Systems ein dreidimensionales Stab-Plattenmodell im Programm „RFEM“ erstellt. Dabei erfolgt die Modellierung der Tragwände als eindimensionale Biegestäbe, jene der Decken als zweidimensionale Plattenelemente. Die folgende Abbildung gibt anhand eines gekürzten Fassadenschnittes einen Überblick über die erforderlichen Kenngrößen dieser Modellbildung.



**Abb. 7.2:** Darstellung der notwendigen Modellierungskenngrößen anhand eines Fassadenschnittes

Wie in Abb. 7.2 ersichtlich ist, werden für die jeweiligen Modellbereiche (Stab, Gelenk, Platte, etc.) eine Vielzahl an Parametern benötigt, deren Ermittlung und Auflistung den Rahmen dieses Beitrages sprengen würde und in [24] nachzulesen ist. Der Fokus soll hier ausschließlich auf die Ausbildung der Anschlüsse der Wände an die Decken/Bodenplatte gelegt werden. Abb. 7.2 gibt an, dass jeder Stoss zwischen Wand und Decke bzw. Bodenplatte durch eine Wegfeder (Nachgiebigkeit des Anschlusses unter Schubbeanspruchung) und eine Drehfeder (Nachgiebigkeit des Anschlusses unter Momentenbelastung) abgebildet wird. Nachdem der weitaus überwiegende Anteil einer horizontalen Beanspruchung durch Ableitung der Kräfte in Richtung der Wandachse und der Momente um die „schwache Achse“ der Wand erfolgt, wurden Steifigkeiten/Nachgiebigkeiten normal dazu zu Null

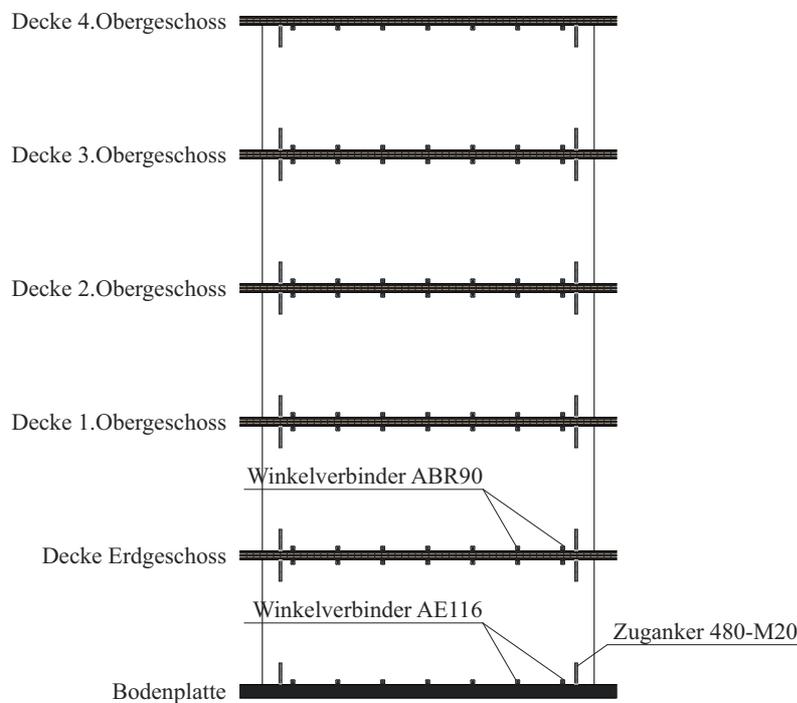
gesetzt. Die folgende Tabelle gibt die notwendigen Kenndaten zur Steifigkeitsermittlung der jeweiligen Anschlüsse wieder.

Anschlussfuge	Anschluss an Holz	Winkelverbinder	Tragfähigkeit	Steifigkeit	Zuganker	Tragfähigkeit	Steifigkeit
			$R_{xz,d}$	$K_{ser}$		$R_{1,d}$	$K_{ser}$
			[kN]	[MN/m]		[kN]	[MN/m]
Wand-Bodenplatte	CNA Kammnägel 4,0x60 mm	AE116 beiseitig	29,2	5,80	HD 480-M20 beidseitig	31,9	23,82
Wand-Decke-Wand		ABR90 beidseitig	11,8	2,00			19,06

Anmerkung: Die angegebenen Steifigkeitskennwerte der Winkelverbinder stammen aus laufenden Untersuchungen am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz. Für die (Zug-)Steifigkeiten der Zuganker sind bis dato noch keine Versuchsergebnisse vorhanden. Die Ermittlung dieser ist in [24] nachzulesen. Die Tragfähigkeiten sämtlicher Verbinder sind [27] entnommen worden.

**Tab. 7.1:** Tragfähigkeiten und Steifigkeiten der gewählten Verbindungsmittel

Neben den Einzelsteifigkeiten ist zur Ermittlung der Schub- und Rotationssteifigkeiten der jeweiligen Anschlussfugen über dies hinaus noch die Kenntnis der Anzahl und der Lage dieser Verbindungsmittel in den Fugen von Nöten. Im ersten Iterationsschritt wurde die Stückzahl der Schubwinkel auf 1 Stk/lfm Tragwand und jene der Zuganker auf 2 Stk/Tragwand festgelegt. Die Lage dieser Verbinder und die schrittweise Modellierung von der realen Wand bis hin zum Ersatzbiegestab sind den folgenden Abbildungen zu entnehmen.



**Abb. 7.3:** Anordnung der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen der jeweiligen Geschosse

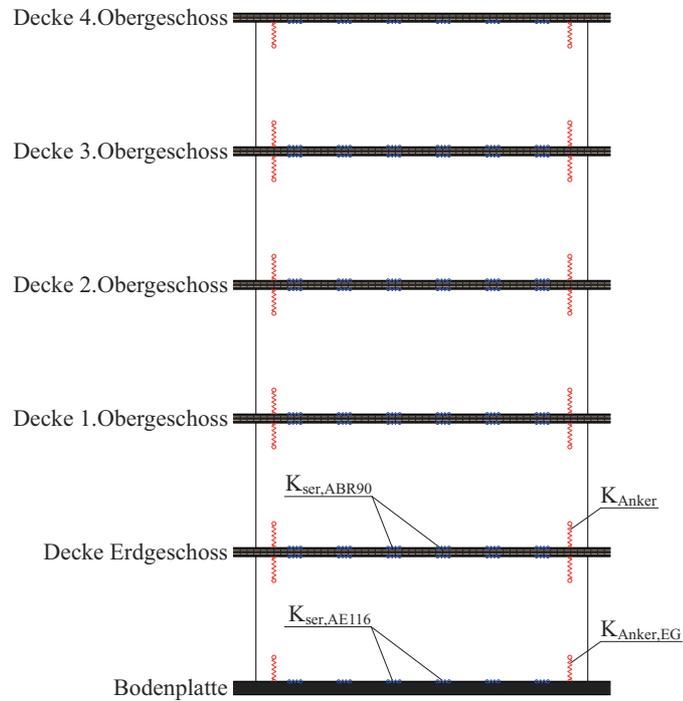


Abb. 7.4: Modellierung der Verbindungsmittel als Reihe von Wegfedern

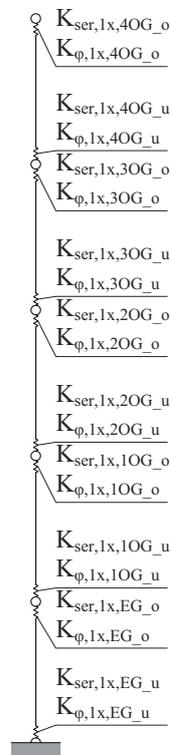


Abb. 7.5: Zusammenfassung der Wegfedern zu Dreh- und Wegfedern je Anschlussfuge

Nachdem die Winkelverbinder nebeneinander liegend als Parallelsystem angenommen werden können, lassen sich die Schubsteifigkeiten der Anschlussfugen wie folgt ermitteln:

$$K_{ser,EG,u} = n \cdot K_{ser,AE116} \quad \text{für die Anschlussfuge Wand-Bodenplatte}$$

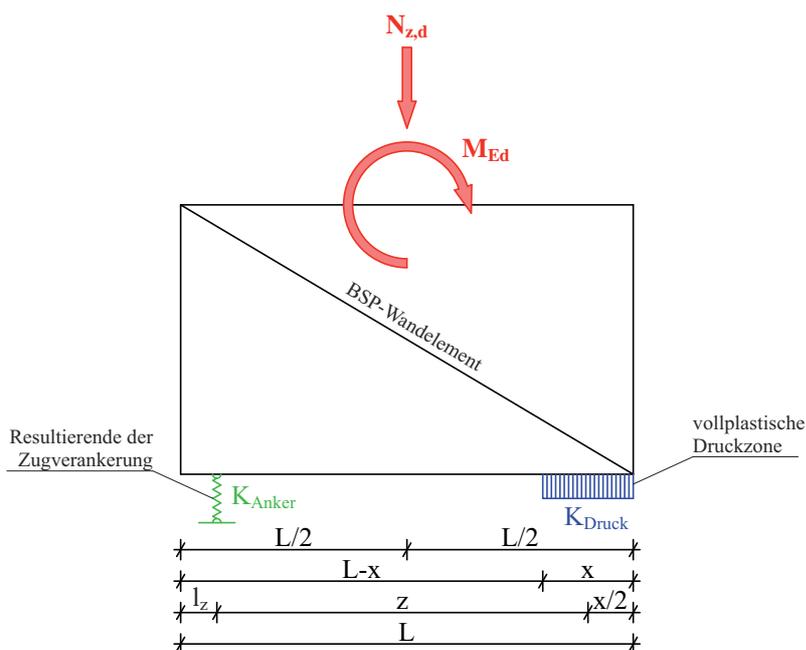
und

$$K_{ser,OG,i} = n \cdot K_{ser,ABR90} \quad \text{für die Anschlussfuge Wand-Decke bzw. Decke-Wand}$$

mit

$n$  als Anzahl der Winkelverbinder pro Anschlussfuge

Während die Krümmung der Wand durch die Querschnitteigenschaften des Ersatzstabes erfasst wird, werden die Nachgiebigkeiten der Zug- und Druckfeder zu einer Drehfeder zusammengefasst. Durch die Wahl eines Zugankerpaars an beiden Wandenden im ersten Iterationsschritt ergibt sich die Zugfeder durch die Federsteifigkeit des Zugankerpaars. Die Druckfeder ist jedoch von der Länge der angenommenen vollplastischen Druckzone  $x$  abhängig und kann bei Kenntnis der Zugankerstückzahl und der einwirkenden Normalkraft (hierfür dienen die ermittelten Einflusszahlen  $e_i$  der Wände bei vertikaler Belastung) aus Gleichgewichtsbetrachtungen (siehe [24]) ermittelt werden.



**Abb. 7.6:** Modell zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit einer Anschlussfuge unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung

Die Drehfedersteifigkeiten der jeweiligen Anschlussfugen lassen sich letztendlich mit der folgenden Formel berechnen:

$$K_{\phi,i} = \frac{z_i^2}{\frac{1}{K_{Anker,i}} + \frac{1}{K_{Druck,i}}}$$

Zur Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe des Programms „RFEM“ wird neben den ermittelten Steifigkeiten und Geometrien von Material und Verbindungstechnik noch die Erfassung der seismisch aktiven Gebäudegesamtmasse benötigt. Diese erfolgt durch die Beaufschlagung der Deckenelemente mit Zusatzmassen in kg/m<sup>2</sup>. Die Zusatzmassen entstehen durch Division der jeweiligen Gesamtgeschossmasse (siehe Tab. 5.4) durch die dazu gehörenden Geschossflächen.

Decke über	Gesamtmasse	Deckenfläche	Zusatzmasse
	[kg]		
EG	134800	227	595
1.OG	133468	227	589
2.OG	132136	227	583
3.OG	132136	227	583
4.OG	117188	227	517

**Tab. 7.2:** Zusatzmassen für die jeweiligen Deckenflächen (stellvertretend für die Holz-Massivbauweise)

Mit Kenntnis sämtlicher Eingangsparameter für die Eigenfrequenzermittlung und unter Anwendung des Moduls „RF-DYNAM“ resultieren die beiden gesuchten Grundperioden zu

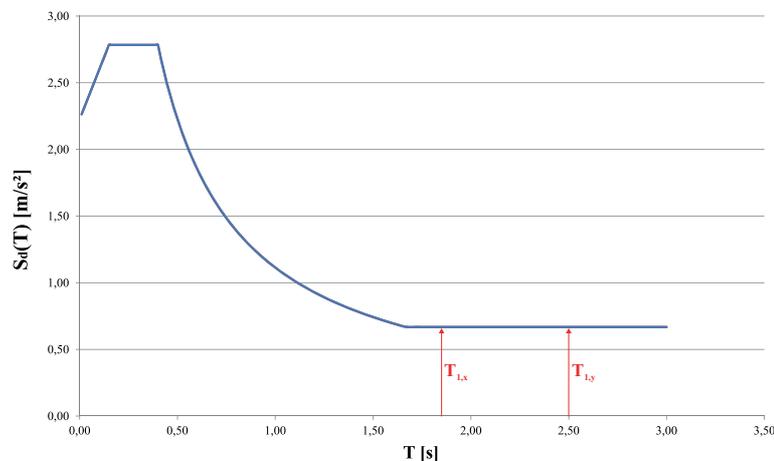
$$T_{1,x} = 1,81 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 2,50 \text{ s}.$$

## 7.2 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte pro Geschoss und Koordinatenrichtung

Die folgende Abbildung gibt die Lage dieser beiden ermittelten Grundperioden im, für den gewählten Fall vorliegenden Bemessungsspektrum (Baugrund A,  $q = 3,0$ ,  $a_{gR} = 3,34 \text{ m/s}^2$ ) wieder.



**Abb. 7.7:** Lage der Grundperioden im Bemessungsspektrum

Unter Anwendung des VASV kann die resultierende, horizontale Gesamterdbebenkraft pro Koordinatenrichtung wie folgt ermittelt werden:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

mit

$S_d(T_1)$  als Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Grundperiode  $T_1$  [ $m/s^2$ ]

$T_1$  als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks [s]

$m$  als oberirdische Gesamtmasse des Bauwerks [t], gemäß Tab. 5.4 resultiert diese zu 660 t

$\lambda$  als Korrekturbeiwert [-], der von  $T_1$  abhängig ist. Es gilt:

$$\lambda = 0,85 \text{ wenn } T_1 \leq 2 \cdot T_C \text{ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke aufweist}$$

$$\lambda = 1,00 \text{ sonst}$$

Unter diesen Voraussetzungen resultiert die Gesamterdbebenkraft in x- und y-Richtung zu

$$F_{b,x} = 0,668 \cdot 660000 \cdot 1,00 = 440880 \text{ N} = 441 \text{ kN}$$

und

$$F_{b,y} = 0,668 \cdot 660000 \cdot 1,00 = 440880 \text{ N} = 441 \text{ kN}.$$

Unter Anwendung der Formel

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

werden die Gesamteinwirkungen auf die jeweilige Beanspruchungen pro Geschoss aufgeteilt:

Geschoss	$z_i$	$m_i$	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
	[m]	[t]	[m · t]	[kN]	[kN]
EG	3,0	135	405	31	31
1.OG	6,0	133	798	62	62
2.OG	9,0	132	1188	91	91
3.OG	12,0	132	1584	122	122
4.OG	15,0	117	1755	135	135
Summe				441	441

**Tab. 7.3:** resultierende Geschosskräfte im Zuge der Berechnung mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren

### 7.3 Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Tragwände und Ermittlung der Wandschnittgrößen

Die Aufteilung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte auf die einzelnen Tragwände im Grundriss erfolgt über eine Gewichtung der Wände nach deren Steifigkeit in Achsenrichtung (translatorischer Anteil) und nach deren Abstand zum Steifigkeitsmittelpunkt (inkl. Fallunterscheidung  $e_{\max} - e_{\min}$ , rotatorischer Anteil). Gemäß ÖNORM B 1998-1 [19], Anhang B erfolgt weiters eine Aufteilung in „Erdbeben in y-Richtung“ und „Erdbeben in x-Richtung“:

#### Erdbeben in y-Richtung

Beanspruchung der Wand k (Wandachse in y-Richtung):

$$F_k = F_{by} \cdot \frac{K_{y,k}}{\sum K_{y,i}} + F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{K_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand r (Wandachse in x-Richtung):

$$F_r = -F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{K_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

#### Erdbeben in x-Richtung

Beanspruchung der Wand r (Wandachse in x-Richtung):

$$F_r = F_{bx} \cdot \frac{K_{x,r}}{\sum K_{x,i}} + F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{K_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand k (Wandachse in y-Richtung):

$$F_k = -F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{K_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

mit

$K_{x,i}, K_{y,i}$  als horizontale Gesamtsteifigkeit einer Tragwand i in x- bzw. y-Richtung [kN/m]. Diese kann ermittelt werden, indem die Wand als Ersatzstab (Querschnitte und Anschlusssteifigkeiten wie zuvor erläutert) unter horizontaler Einheitsbelastung belastet wird, bei dem diese Gesamtkraft in der Höhe  $h'$  angreift (siehe ÖNORM B 1998-1 [19], Anhang B). Die Steifigkeit resultiert aus der Division der Einheitsbelastung durch die berechnete horizontale Verformung am Kopfpunkt der Wand. Die Höhe  $h'$  als Angriffspunkt der Ersatzmasse errechnet sich wie folgt

$$h' = \frac{\sum (m_i \cdot z_i^2)}{\sum (m_i \cdot z_i)},$$

wobei der Index i für die Nummer des Geschosses steht.

$\bar{x}, \bar{y}$  als x- bzw. y-Abstand der betreffenden Wand zum Steifigkeitsmittelpunkt [m]. Dessen Koordinaten werden mit Hilfe der beiden folgenden Ausdrücke ermittelt:

$$x_s = \frac{\sum K_{y,i} \cdot x_i}{\sum K_{y,i}}$$

und

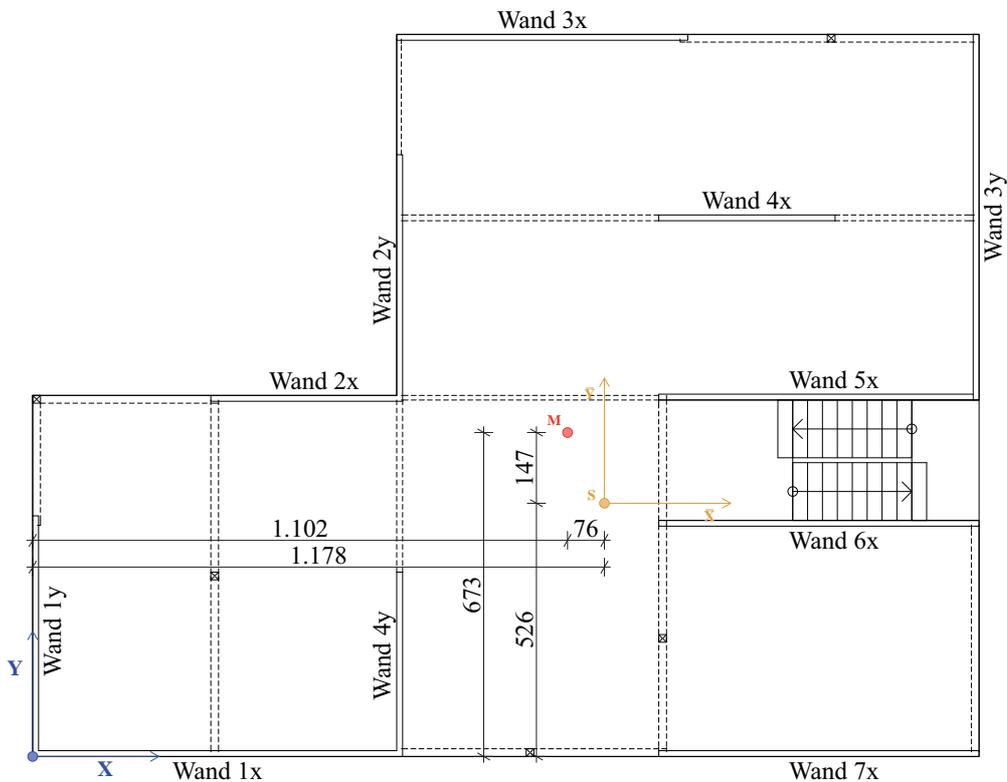
$$y_s = \frac{\sum K_{x,i} \cdot y_i}{\sum K_{x,i}}$$

mit

$x_i, y_i$  als x- bzw. y-Abstand des Schwerpunktes der Tragwand i vom Koordinatenursprung [m]

$e_{\max,i}; e_{\min,i}$  als maximale bzw. minimale Ausmitte in [m] gemäß ÖNORM B 1998-1 [19], Anhang B, welche aus der Kombination von vorhandener Ausmitte  $e_{0,i}$ , Zusatzausmitte zufolge Vereinfachungen in der Modellbildung  $e_{1,i}$  und zufälliger Ausmitte  $e_{2,i}$  resultieren.

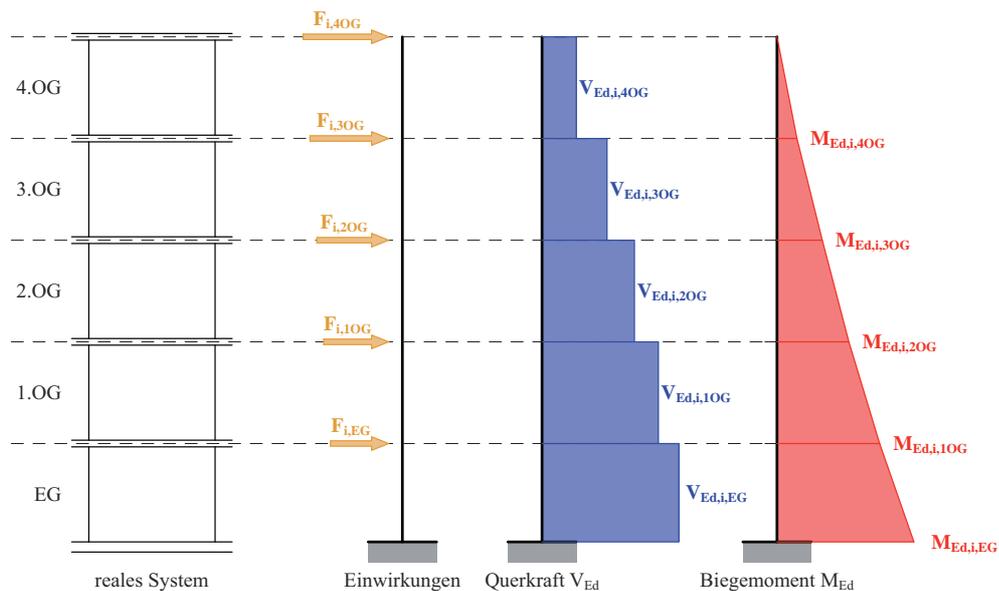
Die folgende Abbildung zeigt die Lage von Koordinatenursprung, Massenmittelpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt als Ergebnis der Anwendung der zuvor erläuterten Ausdrücke.



**Abb. 7.8:** Lage des Steifigkeits- und Massenmittelpunktes im Erdgeschossgrundriss

Die oben angeführten Formeln zur Aufteilung der Einwirkungen sind nun auf die insgesamt 5 Geschosse mit je 11 Tragwänden anzuwenden, wobei jeweils das Erdbeben in x- und in y-Richtung zu betrachten, sowie die Fallunterscheidung  $e_{\max,i}/e_{\min,i}$  durchzuführen ist. Dies bedeutet eine Gesamtanzahl von 220 Gleichungen, die für dieses Beispiel zu lösen sind. Es ist daher für diesen Fall naheliegend, ein Tabellenkalkulationsprogramm zu nutzen.

Als nächster Schritt erfolgt die Ermittlung der Schnittkräfte  $M_{Ed}$  und  $V_{Ed}$  für sämtliche Tragwände mit einem Kragwandmodell (Scheibenmodell), wie es in der folgenden Abbildung gezeigt ist.



**Abb. 7.9:** Kragwandmodell mit Einwirkungen und Schnittgrößen

Stellvertretend für sämtliche Tragwände und Geschosse wird die Schnittgrößenermittlung für die Wand 1x an der Einspannstelle bzw. der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte im Erdgeschoss demonstriert.

### 7.3.1 Systemparameter für die Berechnung

y-Abstand vom Steifigkeitsmittelpunkt zur Wand 1x:

$$\bar{y}_{1x} = -5,20 \text{ m}$$

Steifigkeit der Wand in Achsrichtung (x-Richtung):

$$K_{x,1x} = 1536 \text{ kN/m}$$

Summe der Wandsteifigkeiten in x-Richtung:

$$\sum K_{x,i} = 6879 \text{ kN/m}$$

$$\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2) = 390303 \text{ kNm}$$

### 7.3.2 geschossweise Ermittlung der Wandbeanspruchungen

#### Erdbeben in x-Richtung

- Wandbeanspruchung im 4.OG

1.Fall - Berechnung mit  $e_{\max,y} = 5,64$  m:

$$F_{1x,4OG} = 135 \cdot \frac{1536}{6879} + 135 \cdot 5,64 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 14,6 \text{ kN}$$

2.Fall - Berechnung mit  $e_{\min,y} = 0,72$  m:

$$F_{1x,4OG} = 135 \cdot \frac{1536}{6879} + 135 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 28,2 \text{ kN}$$

somit kann festgestellt werden, dass für die Tragwand 1x der 2.Fall maßgebend wird. Somit wird daher nur mehr dieser Fall ausgewertet.

- Wandbeanspruchung im 3.OG

2.Fall - Berechnung mit  $e_{\min,y} = 0,72$  m:

$$F_{1x,3OG} = 122 \cdot \frac{1536}{6879} + 122 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 25,4 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 2.OG

2.Fall - Berechnung mit  $e_{\min,y} = 0,72$  m:

$$F_{1x,2OG} = 91 \cdot \frac{1536}{6879} + 91 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 19,0 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 1.OG

2.Fall - Berechnung mit  $e_{\min,y} = 0,72$  m:

$$F_{1x,1OG} = 62 \cdot \frac{1536}{6879} + 62 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 12,8 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im EG

2.Fall - Berechnung mit  $e_{\min,y} = 0,72$  m:

$$F_{1x,EG} = 31 \cdot \frac{1536}{6879} + 31 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 6,5 \text{ kN}$$

### **Erdbeben in y-Richtung**

- Wandbeanspruchung im 4.OG

1.Fall - Berechnung mit  $e_{\max,x} = -3,89$  m:

$$F_{1x,4OG} = -135 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -10,8 \text{ kN}$$

2.Fall - Berechnung mit  $e_{\min,x} = 0,22$  m:

$$F_{1x,4OG} = -135 \cdot 0,22 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 0,6 \text{ kN}$$

somit kann festgestellt werden, dass für die Tragwand 1x der 1.Fall maßgebend wird. Im Folgenden wird daher nur mehr dieser Fall ausgewertet.

- Wandbeanspruchung im 3.OG

1.Fall - Berechnung mit  $e_{\max,x} = -3,89$  m:

$$F_{1x,3OG} = -122 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -9,7 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 2.OG

1.Fall - Berechnung mit  $e_{\max,x} = -3,89$  m:

$$F_{1x,2OG} = -91 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -7,2 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 1.OG

1.Fall - Berechnung mit  $e_{\max,x} = -3,89$  m:

$$F_{1x,1OG} = -62 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -4,9 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im EG

1.Fall - Berechnung mit  $e_{\max,x} = -3,89$  m:

$$F_{1x,EG} = -31 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -2,5 \text{ kN}$$

### **7.3.3 Ermittlung der maßgebenden Tragwandschnittgrößen**

- Schnittkräfte bei Erdbeben in x-Richtung

Die Bemessungsquerkraft  $V_{Ed,x}$  am Fußpunkt der Tragwand wird durch Bilden der Summe aller Wandbeanspruchungen gebildet

$$V_{\text{Ed},x,1x} = \sum F_{1x,i} = 28,2 + 25,4 + 19,0 + 12,8 + 6,5 = 91,9 \text{ kN.}$$

Das Bemessungsbiegemoment  $M_{\text{Ed},x}$  am Fußpunkt der Tragwand erfolgt durch die Multiplikation der Geschosskräfte mit den dazu gehörenden z-Abständen

$$\begin{aligned} M_{\text{Ed},x,1x} &= \sum F_{1x,i} \cdot z_i \\ &= 28,2 \cdot 15,0 + 25,4 \cdot 12,0 + 19,0 \cdot 9,0 + 12,8 \cdot 6,0 + 6,5 \cdot 3,0 \\ &= 995,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Schnittkräfte bei Erdbeben in y-Richtung

Die Bemessungsquerkraft für Erdbeben in y-Richtung beträgt:

$$V_{\text{Ed},y,1x} = 34,9 \text{ kN}$$

(als Absolutbetrag)

Das Bemessungs-Biegemoment beträgt:

$$M_{\text{Ed},y,1x} = 378,1 \text{ kNm}$$

(als Absolutbetrag)

### 7.3.4 Kombination der Schnittkräfte gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.5.1(2b)

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] können die beiden Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung mittels der Quadratwurzel der Summe der quadrierten Werte der Beanspruchungsgrößen (SRSS) infolge der einzelnen Horizontalkomponente in x- und y-Richtung kombiniert werden

$$V_{\text{Ed},1x} = \sqrt{V_{\text{Ed},x,1x}^2 + V_{\text{Ed},y,1x}^2} = \sqrt{91,9^2 + 34,9^2} = 98,3 \text{ kN}$$

und

$$M_{\text{Ed},1x} = \sqrt{M_{\text{Ed},x,1x}^2 + M_{\text{Ed},y,1x}^2} = \sqrt{995,1^2 + 378,1^2} = 1064,5 \text{ kNm.}$$

Aufgrund der großen Menge an Ergebnissen (5 Geschosse mit je zwei Anschlussfugen und 11 Tragwänden) werden diese in weiterer Folge nicht im Detail wiedergegeben. Stellvertretend für sämtliche Ergebnisse zeigt die folgende Tabellen die Schnittgrößen der Tragwände im Erdgeschoss zufolge der SRSS-Überlagerungskombination.

Wand i	Anschlussfuge „EG oben“		Anschlussfuge „EG unten“	
	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
x-Richtung				
1x	98	769	98	1064
2x	29	223	29	309
3x	133	1038	133	1436
4x	30	237	30	328
5x	97	761	97	1052
6x	78	611	78	845
7x	79	618	79	855
y-Richtung				
1y	132	1035	132	1431
2y	108	846	108	1171
3y	229	1790	229	2476
4y	53	418	53	579

**Tab. 7.4:** resultierende Wandschnittgrößen in den beiden Anschlussfugen im Erdgeschoss im 1. Iterationsschritt

#### 7.4 Nachweisführung - Kontrolle der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel

Die Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel in einer Anschlussfuge kann unter Verwendung der Tragfähigkeiten der Einzelverbinder und dem Wandmodell in Abb. 7.6 getrennt für Schub- und Momentenbeanspruchung erfolgen. Die Schubtragfähigkeit ergibt sich aus der Formel

$$R_{v,d,i} = n_i \cdot R_{xz,d,i}$$

mit

$n_i$  als Anzahl der eingesetzten Verbinder pro Anschlussfuge

und

$R_{xz,i}$  als Tragfähigkeit eines Winkelverbinder-Paares, gemäß Tab. 7.1.

Die Momentenragfähigkeit der Anschlussfugen kann bei Kenntnis der Zugankerstückzahl, der einwirkenden Normalkraft und der Lagerungsbedingung (auf Beton oder auf Holz) ähnlich der Drehsteifigkeit mit Hilfe von Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden (mehr dazu siehe [24]).

Die beiden folgenden Tabellen stellen, erneut für die beiden Anschlussfugen im Erdgeschoss, die zuvor ermittelten Einwirkungen mit den jeweiligen Tragfähigkeiten gegenüber.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	<b>98</b>	<b>94</b>	<b>1,04</b>	769	1439	0,53
2x	29	47	0,60	223	764	0,29
3x	<b>133</b>	<b>71</b>	<b>1,87</b>	1038	1328	0,78
4x	30	47	0,64	237	1125	0,21
5x	<b>97</b>	<b>83</b>	<b>1,18</b>	761	1821	0,42
6x	78	83	0,95	611	2291	0,27
7x	79	83	0,96	618	1678	0,37
y-Richtung						
1y	<b>132</b>	<b>59</b>	<b>2,24</b>	<b>1035</b>	<b>952</b>	<b>1,09</b>
2y	<b>108</b>	<b>71</b>	<b>1,53</b>	846	1420	0,60
3y	<b>229</b>	<b>94</b>	<b>2,42</b>	<b>1790</b>	<b>1667</b>	<b>1,07</b>
4y	<b>53</b>	<b>47</b>	<b>1,13</b>	418	1089	0,38

**Tab. 7.5:** Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG oben“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,EG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	98	233	0,42	1064	1600	0,67
2x	29	117	0,24	309	874	0,35
3x	133	175	0,76	1436	1484	0,97
4x	30	117	0,26	328	1554	0,21
5x	97	204	0,48	1052	2037	0,52
6x	78	204	0,38	845	2640	0,32
7x	79	204	0,39	855	1883	0,45

**Tab. 7.6:** Gegenüberstellung der Biegemomente und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,EG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
y-Richtung						
1y	132	146	0,91	<b>1431</b>	<b>1062</b>	<b>1,35</b>
2y	108	175	0,62	1171	1646	0,71
3y	229	233	0,98	<b>2476</b>	<b>1855</b>	<b>1,34</b>
4y	53	117	0,46	579	1363	0,42

**Tab. 7.6:** Gegenüberstellung der Biegemomente und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Aus den beiden obigen Tabellen ist ersichtlich, dass die vorhandene Tragfähigkeit aufgrund der gewählten VM-Abstände in beiden, am höchsten beanspruchten Tragwänden 1y und 3y unter der gegebenen Einwirkung für einige Wände nicht ausreichend ist. Während ein Großteil der Tragwände in der Anschlussfuge „EG oben“ auf Schub überlastet ist, was im Wesentlichen auf die Wahl des „kleinen“ Winkelverbinders ABR90 zurückzuführen ist, wird die Biegetragfähigkeit der Wände 1y und 3y auch in der Anschlussfuge „EG unten“ weit überschritten.

Das bedeutet, dass eine Erhöhung der Anzahl der Zuganker und Winkelverbinder in den betroffenen Anschlussfugen erforderlich ist. Es lässt sich anhand der Ergebnisse aus dem Tabellenkalkulationsprogramm zeigen, dass die Schubtragfähigkeit für einige Wände bis in die Anschlussfuge „3.OG oben“ überschritten wird, somit wäre der Einsatz eines Winkelverbinders mit höherer Tragfähigkeit auch eine Option. Für das vorliegende Berechnungsbeispiel ist die Entscheidung jedoch auf die Erhöhung der Anzahl und die daraus resultierende Neuberechnung der Steifigkeiten, der Grundperioden sowie der Erdbebeneinwirkungen in einem 2. Iterationsschritt gefallen.

## 7.5 Ergebnisse der Neuberechnung im 2. Iterationsschritt

Wie im Flussdiagramm in Abb. 7.1 gezeigt ist, muss bei einer Erhöhung der VM-Stückzahlen und damit einhergehender Änderung der Systemsteifigkeit die gesamte Berechnung von Beginn an wiederholt werden. Selbst unter Verwendung des vereinfachten Verfahrens zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung ist alleine schon aufgrund dieser Tatsache zumindest die Anwendung eines Tabellenkalkulationsprogramms unbedingt zu empfehlen.

Die erneut mit dem Modul „RF-DYNAM“ erzeugten Grundperioden des modifizierten Tragsystems lauten nun

$$T_{1,x} = 1,74 \text{ s}$$

ung

$$T_{1,y} = 1,94 \text{ s.}$$

Nachdem diese Grundperioden erneut im Bereich konstanter Beschleunigungen (Plateaubereich) des Bemessungsspektrums zu liegen kommen, erfahren die beiden horizontalen Erdbebengesamtlasten und im Weiteren die Geschosskräfte keine Größenänderungen.

Da jedoch die Modifikation der Fügechnik in den einzelnen Anschlussfugen eine Lageänderung des Steifigkeitsmittelpunktes und somit eine, wenn auch geringfügige, Veränderung der Schnittgrößen hervorruft, sind natürlich sämtliche Anschlüsse erneut auf ihre Tragfähigkeit nachzuweisen. Für den vorliegenden Fall wurde dies so umgesetzt und ist in den beiden folgenden Tabellen erneut für das Erdgeschoss wiedergegeben. Weiters sind die endgültigen Stückzahlen der Zugankerpaare pro Tragwand und jene der Winkelverbinder pro lfm Tragwand angeführt.

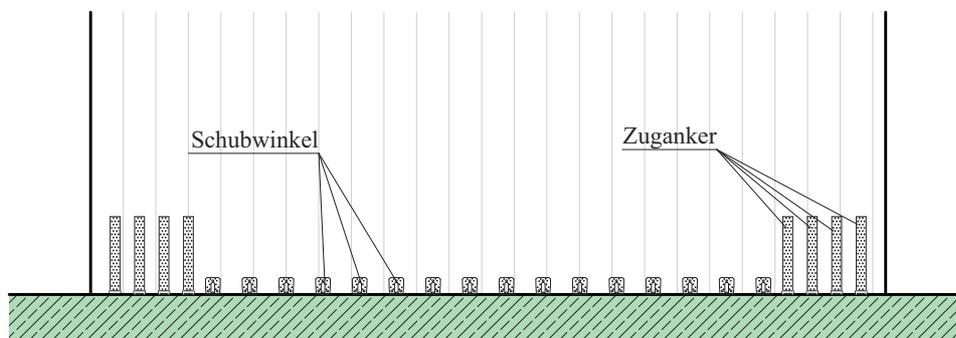
Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Anzahl AE116	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Anzahl 480-M20	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[Stk/lfm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[Stk/Wand]	[-]
x-Richtung								
1x	97	233	1,08	<b>0,41</b>	1046	1600	2	<b>0,65</b>
2x	27	117	1,04	<b>0,23</b>	290	874	2	<b>0,33</b>
3x	109	175	1,00	<b>0,63</b>	1184	1484	2	<b>0,80</b>
4x	26	117	1,10	<b>0,23</b>	285	1554	2	<b>0,18</b>
5x	91	204	1,06	<b>0,45</b>	987	2037	2	<b>0,48</b>
6x	78	204	1,06	<b>0,38</b>	846	2640	2	<b>0,32</b>
7x	78	204	1,06	<b>0,38</b>	840	1883	2	<b>0,45</b>
y-Richtung								
1y	187	204	1,40	<b>0,92</b>	2030	2168	10	<b>0,94</b>
2y	67	175	1,17	<b>0,38</b>	727	1646	2	<b>0,44</b>
3y	254	262	1,20	<b>0,97</b>	2747	3154	8	<b>0,87</b>
4y	33	117	1,04	<b>0,28</b>	360	1363	2	<b>0,26</b>

**Tab. 7.7:** Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Anzahl ABR90	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Anzahl 480-M20	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[Stk/lfm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[Stk/Wand]	[-]
x-Richtung								
1x	97	106	1,22	<b>0,91</b>	756	1439	2	<b>0,53</b>
2x	27	47	1,04	<b>0,57</b>	209	764	2	<b>0,27</b>
3x	109	130	1,83	<b>0,84</b>	856	1328	2	<b>0,64</b>
4x	26	47	1,10	<b>0,56</b>	206	1125	2	<b>0,18</b>
5x	91	94	1,21	<b>0,97</b>	714	1821	2	<b>0,39</b>
6x	78	83	1,06	<b>0,95</b>	612	2291	2	<b>0,27</b>
7x	78	83	1,06	<b>0,94</b>	607	1678	2	<b>0,36</b>
y-Richtung								
1y	187	189	3,20	<b>0,99</b>	1467	1699	8	<b>0,86</b>
2y	67	94	1,56	<b>0,71</b>	526	1420	2	<b>0,37</b>
3y	254	260	2,94	<b>0,98</b>	1985	2074	4	<b>0,96</b>
4y	33	47	1,04	<b>0,70</b>	260	1089	2	<b>0,24</b>

**Tab. 7.8:** Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG oben“

Bei Betrachtung der Stückzahlen der Zuganker und der ABR90-Winkelverbinder (vor allem in den Anschlussfugen der Wand 1y) wird ersichtlich, dass gerade für hoch beanspruchte Tragwände in mehrgeschossigen Bauwerken unter Erdbebenbelastungen dieser Größenordnung die Anordnung von Verbindungselementen mit limitierter Tragfähigkeit wenig sinnvoll erscheint. Zur Gewährleistung der Erdbebentauglichkeit von mehrgeschossigen Bauwerken in Holz-Massivbauweise sollte daher über den Entwurf von zentrischer, linienförmiger Fügetechnik, welche im Stande ist, auch große Horizontalbeanspruchungen weiterleiten zu können, nachgedacht werden.



**Abb. 7.10:** Situierung der Verbindungsmittel an der Bodenfuge der Wand 1y

## 7.6 Kapazitätsbemessung - Kontrolle der Hierarchie der Tragwiderstände

Nachdem in Abschnitt 5.6 dieses Beitrages der Verhaltensbeiwert  $q$  für die Holz-Massivbauweise zu 3,0 angenommen wurde, muss vorausgesetzt werden können, dass das Tragwerk in der Lage ist, sich einer (Erdbeben-)Beanspruchung durch große Verformungen zu entziehen (hohe Energiedissipation, DCH). Dies geschieht in diesem Fall im Wesentlichen durch das duktile Versagen der Verbindungstechnik in den Anschlussfugen. Die Kapazitätsbemessung hat an dieser Stelle den Zweck, die Größe der Reserve von „spröden“ Versagensformen von BSP (z.B. Schubversagen) gegenüber dem duktilen Versagen der Anschlussfugen zu ermitteln. Diese Reserve wird wie folgt berechnet:

- Ermittlung der Anschlussfuge mit der höchsten Tragfähigkeit

Die Anschlussfuge mit der höchsten Tragfähigkeit ist jene der Wand 1y im Erdgeschoss (Wand-Bodenplatte, Winkelverbinder AE116). Die Tragfähigkeit auf Schub (pro Laufmeter) beträgt für diese Fuge

$$r_{xy, d, \text{Verbinder}} = 40,81 \text{ kN/m}$$

Zusätzlich ist hier ein sog. Überfestigkeitsbeiwert  $\gamma_{Rd}$  mitzubersichtigen, welcher für diesen Winkelverbinder in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte zu rund

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

resultiert (siehe [21]).

Weiters ist unter konservativer Auslegung dieser Bedingung ein Reibungswiderstand zwischen der Wand und der Stahlbetonbodenplatte anzusetzen, der in Abhängigkeit von der einwirkenden Normalkraft (pro Laufmeter) wie folgt ermittelt wird:

$$r_{xy, d, \text{Reibung}} = \mu \cdot n_{dN}$$

mit

$\mu$  als Reibbeiwert, der bei einem Kontakt von Holz und Beton mit 0,4 angesetzt werden kann [-]

$n_{dN}$  als Normalkraft pro Laufmeter [kN/m], wird durch Division der Normalkraft pro Tragwand durch die Länge der Wand ermittelt (siehe [24]):

$$n_{dN} = \frac{N_{Ed}}{L} = \frac{323,23}{5,00} = 64,65 \text{ kN/m}$$

folgt

$$r_{xy, d, \text{Reibung}} = 0,40 \cdot 64,65 = 25,86 \text{ kN/m}$$

Somit resultiert eine maximale Tragfähigkeit der Anschlussfuge auf Schubbeanspruchung von

$$r_{xy, d, \text{Fuge}} = r_{xy, d, \text{Verbinder}} \cdot \gamma_{Rd} + r_{xy, d, \text{Reibung}} = 40,81 \cdot 1,20 + 25,86 = 74,83 \text{ kN/m}$$

- Wahl der zu vermeidenden Versagensart und Ermittlung der Tragfähigkeit

Im Gegensatz zu einem Versagen der Winkelverbinder in den Anschlussfugen weist das Versagen der dazu gehörenden Tragwand auf Schub einen verhältnismäßig ungünstigen Versagensmodus auf und sollte daher vermieden werden. Die Tragfähigkeit der betreffenden Wand 1y im Erdgeschoss wurde im

Rahmen der Berechnungen in [24] ermittelt und beträgt

$$r_{xy, d} = 210 \text{ kN/m.}$$

- Gegenüberstellung der beiden Tragfähigkeiten

Wie in der Einleitung dieses Abschnittes erwähnt, werden diese beiden Tragfähigkeiten nun gegenübergestellt und dieser Faktor an „Überkapazität“ ermittelt:

$$\eta = \frac{r_{xy, d}}{r_{xy, d, \text{Fuge}}} = \frac{210,00}{74,83} = 2,81 > 1,20$$

Somit kann festgestellt werden, dass zwischen dem Versagen der Anschlussfugen und dem ungünstigen Schubversagen der Tragwand genügend Kapazität vorhanden ist und das gewählte Tragsystem den Anforderungen an ein dissipatives System entspricht.

## 8 Gegenüberstellung der Ergebnisse und Diskussion

### 8.1 Anmerkungen zur Modellbildung

Die für die Variante in Holz-Massivbauweise ermittelten Grundperioden liegen mit  $T_{1,x} = 1,74$  s und  $T_{1,y} = 1,94$  s im Vergleich mit ähnlichen Berechnungen (siehe [25] bzw. [26]) in einem verhältnismäßig hohen Bereich und wirken sich günstig auf die resultierenden Erdbebeneinwirkungen aus. Gründe dafür sind neben einer gezielt „weichen“ Ausbildung der Anschlussfugen auch in der Grundrissgeometrie und in der Modellbildung zu finden.

Die Gesamtfläche der Tragwände im Verhältnis zur Grundfläche des Gebäudes fällt hier relativ gering aus. Eine Tatsache, die sich direkt auf die Horizontalsteifigkeit des Tragsystems auswirkt. Darüber hinaus wurde aus Gründen der Vereinfachung und der Vergleichbarkeit mit den anderen Bauweisen auf die Berücksichtigung allfälliger mitwirkender Plattenbreiten (Teile der Tragwände quer zur Beanspruchungsrichtung), was mit Sicherheit eine Erhöhung der Horizontalsteifigkeit und somit eine Verminderung der Grundperioden zufolge hätte, gänzlich verzichtet.

### 8.2 Vergleich der seismisch aktiven Massen und der Konstruktionsmassen der betrachteten Bauweisen

In der folgenden Abbildung sind die seismisch aktiven Massen, ermittelt nach der Einwirkungskombination gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], Abschnitt 3.2.4(2) (siehe Tab. 5.4) der untersuchten Bauweisen angeführt.

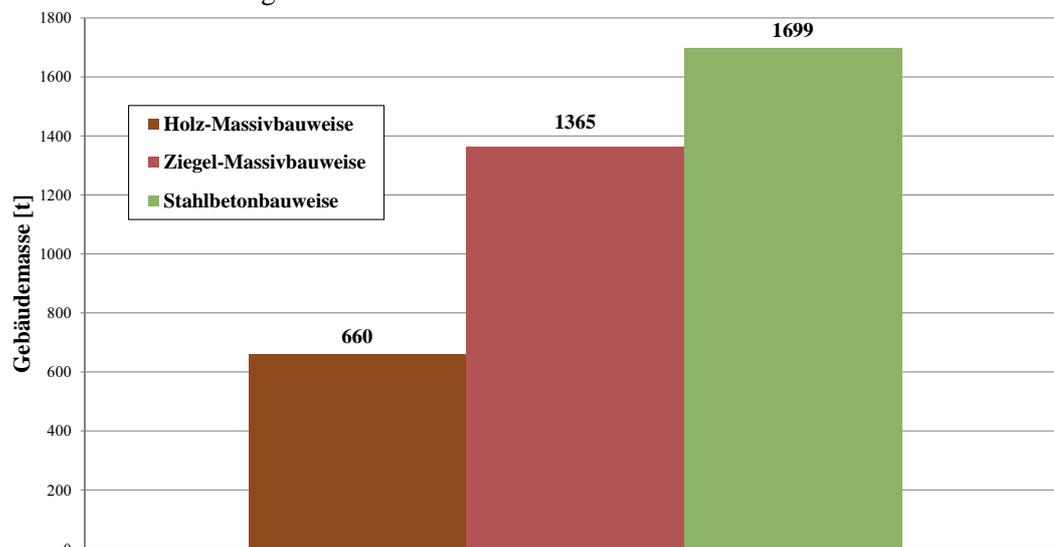


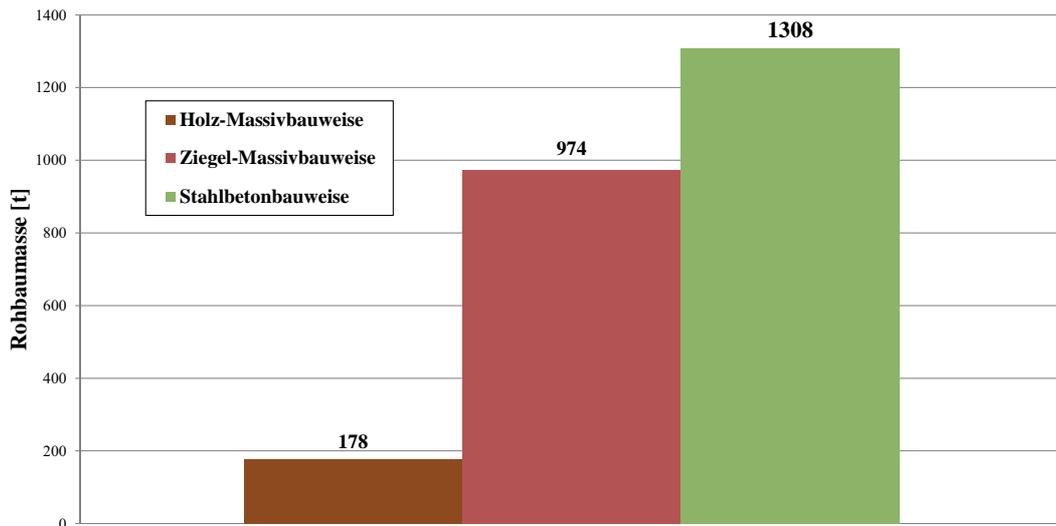
Abb. 8.1: seismisch aktive Massen der drei betrachteten Bauweisen

Aus dieser Gegenüberstellung ist ersichtlich, dass die Holz-Massivbauweise im Vergleich zu den mineralischen Bauweisen eine geringe seismisch aktive Gebäudegesamtmasse aufweist. Die Massen-Verhältniszahlen zwischen Holz-Massivbauweise : Ziegel-Massivbauweise : Stahlbeton-Massivbauweise lauten

**1,00 : 2,00 : 2,50.**

Nachdem sich die Größe der Erdbebeneinwirkung (unter Anwendung des VASV) direkt proportional zur ermittelten Masse  $m$  verhält, kann davon ausgegangen werden, dass Gebäude in Holz-Massivbauweise alleine durch das gewählte Material und die Konstruktionsweise um das 2,50-fache geringeren Erdbebeneinwirkungen ausgesetzt sind, als sie es bei Ausführung in Stahlbeton-Massivbauweise wären.

Bei ausschließlicher Betrachtung der Massen der jeweiligen Konstruktionen (Aufbauten und Verkehrslasten werden nicht berücksichtigt) fällt dieser Vergleich noch signifikanter aus:



*Abb. 8.2: Rohbaumassen der drei unterschiedlichen Varianten*

Dasselbe Verhältnis bezogen auf die Variante in Holz-Massivbauweise lautet nun

**1,00 : 5,00 : 7,00**

und unterstreicht den zuvor erwähnten, positiven Effekt.

### 8.3 Vergleich der resultierenden horizontalen Erdbebenersatzkräfte

Die folgende Tabelle stellt die ermittelten horizontalen Erdbebenersatzkräfte der drei Konstruktionsvarianten (Berechnung der beiden mineralischen Bauweisen siehe [24]) gegenüber. Als Bezug wurde erneut die Holz-Massivbauweise gewählt.

Bauweise	$F_{bx}$	Verhältnis	$F_{by}$	Verhältnis
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Holz-Massivbauweise	441	1,00	441	1,00
Stahlbetonbauweise	4019	9,11	4019	9,11
Ziegel-Massivbauweise	4845	11,0	4405	10,0

Tab. 8.1: Gegenüberstellung der Erdbebenersatzkräfte der drei betrachteten Bauweisen

Während die seismisch aktive Gebäudemasse der Holz-Massivbauweise noch rund 40% der Stahlbetonbauweise ausmacht, ist das Verhältnis der horizontalen Ersatzkraft der Holz-Massivbauweise basierend auf den Ergebnissen der Berechnungen für das behandelte Beispielgebäude im Vergleich auf rund 11% gesunken. Der Grund dafür ist im Wesentlichen die geringere Gesamtsteifigkeit des Tragwerks in Holz-Massivbauweise, aber auch in der Wahl der Art, Anzahl und Anordnung der Verbindungsmittel zu suchen.

Im Gegensatz zu den Gebäudemassen weisen nun die Erdbebenersatzkräfte der Ziegel-Massivbauweise die Maximalwerte auf. Ein Umstand, der ausschließlich auf den geringeren Verhaltensbeiwert für Mauerwerksbauten ( $q = 2,0$ ) zurückzuführen ist.

### 8.4 Vergleich der Schnittgrößen der Wand 3y

Die folgende Abbildung zeigt den Biegemomentenverlauf der am höchsten beanspruchten Wand 3y für die drei untersuchten Bauweisen.

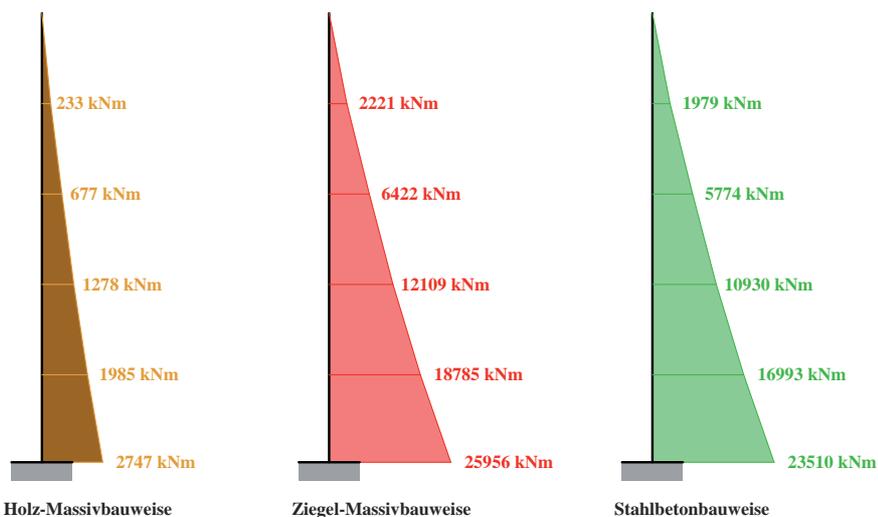


Abb. 8.3: Biegemomentenverlauf der Wand 3y für die untersuchten Bauweisen (unmaßstäblich)

Der Trend der verhältnismäßig geringen aufzunehmenden Einwirkungen der Holz-Massivbauweise setzt sich bei Betrachtung der Biegemomentenverläufe fort. Das Verhältnis der maximalen Biegemomente am Wandfuß im Vergleich der Bauweisen Holz-Massiv : Ziegel-Massiv : Stahlbeton-Massiv bezogen auf die Holz-Massivbauweise lautet nun wie folgt

**1,00 : 9,50 : 8,50.**

Verglichen mit dem Verhältnis der Erdbebenersatzkräfte der drei Varianten sind hier keine nennenswerte Unterschiede zu erkennen.

### **8.5 Vergleich des Materialwiderstandes bei Schubbeanspruchung**

Aufgrund der zusammenfassenden Darstellung der Berechnungen in diesem Beitrag wurden die Nachweise der jeweiligen Wandscheiben auf Schubbeanspruchung nicht weiter erörtert. Diese sind jedoch im Zuge der Berechnungen in [24] für die drei betrachteten Bauweisen durchgeführt worden und die dabei ermittelten Ergebnisse an dieser Stelle angeführt. Im Gegensatz zur Ausnutzung der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen, beträgt jene des gewählten BSP-Wandelementes für die Konstruktion in Holz-Massivbauweise **18%** und liegt somit sogar noch unter dem Ausnutzungsgrad von **34%** der Wand 3y in Stahlbeton-Massivbauweise. Während beide Wandmaterialien noch hohe Tragreserven gegen Schubversagen aufweisen, konnte der Schubnachweis für die Ziegel-Massivbauweise nicht geführt werden, da in diesem Fall die Kombination aus Biegung, Normalkraft und Querkraft den betreffenden Wandquerschnitt um ein Vielfaches überlastet (siehe [24], Kapitel 7).

Die Obergrenze der maximalen Bemessungsbodenbeschleunigung für Bauten mit unbewehrtem Mauerwerk aus der ÖNORM EN 1998-1 [18] konnte damit bestätigt werden. Natürlich soll in diesem Zusammenhang nicht unerwähnt bleiben, dass für die Ziegel-Massivbauweise Lösungen für Starkbebengebiete bestehen, die den gegebenen Anforderungen voll und ganz entsprechen. Hier sind vor allem das eingefasste Mauerwerk und auch das bewehrte Mauerwerk zu nennen.

## **9 Resümee und Ausblick**

Im Rahmen dieses Beitrages wurden die wichtigsten Berechnungsschritte und Ergebnisse des in ‚Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise | Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen‘ [24] durchgeführten Bauweisenvergleichs erläutert. Für das vorliegende Beispielgebäude kann die prinzipielle Tauglichkeit der Holz-Massivbauweise bei Erdbebenbeanspruchung unter Berücksichtigung der Annahmen in der Modellierung und im Tragwerksverhalten bescheinigt werden. Es ist an dieser Stelle anzumerken, dass der gesamte erbebengerechte Tragwerksentwurf eng mit der Konzeption der Anschlüsse der BSP-Elemente untereinander und mit der Fundierung verbunden ist. Die Auslegung dieser Details wirkt sich nicht nur entscheidend auf den Umfang und die Komplexität der Berechnung aus (iteratives Ermitteln der Erdbebeneinwirkungen), sondern auch auf das Gebäudeverhalten im Erdbebenfall. Nachdem heutzutage 5-geschossige Gebäude in Holz-Massivbauweise nicht mehr unüblich sind, muss für den Einsatz dieser in erdbebengefährdeten Regionen über die Neuentwicklung leistungsfähiger Verbindungstechnik zur Weiterleitung und Verankerung großer Beanspruchungen nachgedacht werden.

## **10 Literatur**

### **10.1 Normen**

- [1] ÖNORM EN 1990:2003-03-01  
Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung
- [2] ÖNORM EN 1991-1-1:2003-03-01  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau
- [3] ÖNORM B 1991-1-1:2006-01-01  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen
- [4] ÖNORM EN 1991-1-3:2005-08-01  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten
- [5] ÖNORM B 1991-1-3:2006-04-01  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-3 und nationale Ergänzungen
- [6] ÖNORM EN 1991-1-4:2005-11-01  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- [7] ÖNORM B 1991-1-4:2009-04-15  
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen
- [8] ÖNORM EN 1992-1-1:2009-07-01  
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken  
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [9] ÖNORM B 1992-1-1:2007-02-01  
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken  
Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen
- [10] ÖNORM EN 1995-1-1:2009-07-01  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [11] ÖNORM B 1995-1-1:2010-10-19  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1
- [12] ÖNORM EN 1995-1-2:2006-10-21  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung)
- [13] ÖNORM B 1995-1-2:2008-12-01  
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall - Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-2
- [14] ÖNORM EN 1996-1-1:2009-11-15  
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

- [15] ÖNORM B 1996-1-1:2009-03-01  
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1
- [16] ÖNORM EN 1996-3:2009-12-01  
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
- [17] ÖNORM B 1996-3:2009-03-01  
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-3
- [18] ÖNORM EN 1998-1:2011-06-15  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [19] ÖNORM B 1998-1:2011-06-15  
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen

## 10.2 Bücher/Dissertationen/Masterarbeiten

- [20] Schickhofer, G.; et al.  
BSPhandbuch | Holz-Massivbauweise in Brettsper Holz  
2. Auflage 2010  
Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN: 978-3-85125-109-8

## 10.3 Berichte/Skripten

- [21] Flatscher, G.; Schickhofer, G.  
Verbindungstechnik in BSP bei monotoner und zyklischer Beanspruchung - Statusbericht TU Graz  
Beitrag im Rahmen der 9. Grazer Holzbau-Fachtagung (9.GraHFT'11) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2011
- [22] Ceccotti, A.  
New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case  
Structural Engineering International, Vol. 18, Nr. 2, 2008
- [23] Seim, W.  
Erdbebenforschung, Entwicklung und Nachweisführung - in Deutschland  
Beitrag im Rahmen der 9. Grazer Holzbau-Fachtagung (9.GraHFT'11) am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, 2011
- [24] Schickhofer, G.; Ringhofer, A.  
Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise | Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen  
Projektbericht zu LS1101\_Erdbeben\_Vergleichsrechnung  
TU Graz, 2011
- [25] Fragiaco, M.; et al.  
Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions  
Engineering Structures, Special Issue on Timber Engineering, available online, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.05.020

- [26] Jung, P.; et al.  
Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten  
Technische Dokumentation der Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Zürich

#### **10.4 Zulassungen/Produktinformationen**

- [27] SIMPSON STRONG-TIE-C-DE-2010/11  
Qualitätsverbinder für Holzkonstruktionen  
charakteristische Werte nach EC5 und DIN 1052



# L Tragverhalten, Konzeption und Bemessung von mehrgeschossigen BSP-Tragstrukturen

A. Bernasconi



Prof. Dr. Dipl. Bauing. ETH Andrea Bernasconi

1986      Diplom ETH Zürich

1996      Doktorat ETH Zürich

seit 2003      Professor für Holzbau und Holztechnologie heig-vd,  
Yverdon-les-Bains

Konsulent Institut für Holzbau und Holztechnologie TU Graz

Mitinhhaber Ingenieurbüro Borlini & Zanini SA Lugano

Berater für Technik und Wissenschaft promo\_legno Mailand

Lehraufträger Universitäten Bozen, Trento, Rom, FH Lugano,  
Fribourg

## 1 Einleitung

Brettspertholz kann grundsätzlich als "tragende Fläche" bezeichnet werden: dieses Material erlaubt es nämlich, tragende Platten- und Scheibenelemente aus Holz auszubilden, die sämtliche Beanspruchungen sowohl in der Plattenebene als auch senkrecht dazu aufnehmen können. Die Entwicklung des Holzbaus und der dazugehörigen Materialtechnologie kannte zwar auch früher das Prinzip des gesperrten Aufbaus von plattenförmigen Werkstoffen - das so genannte Furnierspertholz - , das jedoch sowohl in der Dicke als auch in den absoluten Abmessungen der Elemente seine Grenzen aufweist und kaum als breit verwendetes Material für flächenförmige Tragelemente des Bauwesens in Frage kommt. Erst mit der Verfügbarkeit vom BSP stand den Holztragwerksplanern ein echtes, flächenförmiges Material für die Ausbildung von Tragelementen zur Verfügung.

Holzgebäude wurden bereits vor der Entstehung von BSP aus tragenden Flächenelementen ausgebildet. Die ursprüngliche Holzrahmenbauweise besteht nämlich aus Wänden und Decken, die jedoch aus einer Mehrzahl an Holzbalkenelementen zusammengestellt werden. Sogar die tragende Beplankung wurde vorerst aus diagonal angeordneten Brettern ausgebildet; später kamen die dünnen, plattenförmigen Holzwerkstoffmaterialien dazu und ersetzten die Beplankung aus Brettern. Praktisch gleichzeitig mit der Erscheinung von BSP begann die Holzbauweise die Eroberung des mehrgeschossigen Marktes. Dazu wurde vorerst die klassische Holzrahmenbauweise erweitert, indem aus den üblichen zwei- bis dreigeschossigen Holzhäusern Mehrfamilienhäuser wurden; dann wurden mehrere Geschosse hinzugefügt und die Bauweise den daraus entstehenden Anforderungen angepasst. Die Holzrahmenbauweise hat sich somit zu einer Stützen-Riegel-Beplankung-Bauweise entwickelt, wo den Flächenelementen teilweise lediglich die Aufgabe der Aussteifung zugeordnet wird.

In diesem Umfeld der Entwicklung des Holzbaus hat sich BSP auch als reine Alternative zur Holzrahmenbauweise - zum Teil irrtümlicherweise - ins Licht gesetzt. Es wird häufig vergessen, dass BSP vorerst ein sehr leistungsfähiges Material ist und erst dann eine Alternativlösung zur Holzrahmenbauweise darstellen kann.

Dabei wurde bis heute einem wesentlichen Aspekt wenig Aufmerksamkeit geschenkt: BSP erlaubt die Herstellung von massiven, leistungsfähigen Flächentragwerkelementen, die aber erst dann zu einem Tragwerk werden, wenn diese Flächen untereinander verbunden werden.

Die sogenannten außergewöhnlichen Einwirkungen, und insbesondere die in einigen Fällen mit großer Bedeutung zu betrachtenden Erdbebensituationen, verlangen häufig nach einer vertieften Analyse der Tragstruktur und können als Anlass dazu dienen oder zwingen, das Thema zu vertiefen. Es gibt aber auch andere Situationen, die dazu zwingen, das Holzgebäude vorerst als Ingenieurtragwerk zu betrachten. Die folgenden Ausführungen sollen einen Beitrag dazu leisten, mehrgeschossige Holzkonstruktionen allgemein, aber auch einfachere Bauwerke mit besonderen Ansprüchen an die Tragstruktur, als Ingenieurtragwerke anzusehen und zu betrachten.

## 2 Die Bedeutung der Verbindung als Tragelement - im Holzbau

Die Verbindungen werden selten als Haupttragelemente im Rahmen der Tragwerksanalyse betrachtet; sie werden nach der Schnittkraftermittlung am Tragsystem auf eine ausreichende Festigkeit bemessen und nachgewiesen. Diese Vorgehensweise wird auch in der Ausbildung der Tragwerksplaner unterrichtet. Im Normalfall und bei den üblichen Tragwerken gibt es dazu nichts einzuwenden. Das gilt auch im Holzbau, wenn man sich mit den üblichen Tragsystemen des Holzbaus beschäftigt: auch im Fall von großen BSH-Tragstrukturen, können die Verbindungen in den meisten Fällen als punktuelle Einzelelemente betrachtet werden. Im Hinblick auf die Bedeutung der Verbindungen auf die gesamte Tragwirkung, kann man aber leicht feststellen, dass bei einer mehrgeschossigen Holztragstruktur Verbindungen entstehen, die sowohl in der Geometrie als auch in der Anzahl der eingesetzten Verbindungsmitteln eine andere Gewichtung haben könnten. Die Aufgabe der Verbindung kann nicht mehr einfach als "Übertagung einer Kraft" betrachtet werden; es geht vielmehr darum, aus vielen Wänden und Decken eine möglichst einheitliche, räumliche Tragstruktur zu bilden. Diese Aufgabe ist relativ neu, wie Holzgebäude mit einer großen Anzahl Geschosse ebenfalls neu sind. Bis vor wenigen Jahren waren nämlich Holzhäuser nur einige wenige Geschosse hoch, so dass eine einfache Modellierung des Tragwerks ausreichend war. Diese neue Aufgabe kann auch kaum von anderen, ähnlichen Bauweisen übernommen werden, da dort die Verbindungen zwischen Wänden und Decken in der Regel als steif und monolithisch angenommen werden können.

Grundsätzlich liegt die Hauptaufgabe einer Verbindung darin, den Kräftefluss von einem Tragelement zum Anderen zu gewährleisten. Jedes Stahlbauhandbuch und jedes Manuskript zur Stahlbauvorlesung fügt aber gleich bei der Einleitung zum Kapitel "Verbindungen" hinzu, dass die Verbindung auch eine ausreichende Steifigkeit im Gebrauchszustand aufweisen muss: dabei wird sowohl an die Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit erinnert, als auch auf die möglichen Einflüsse der Verbindungen bei den Effekten zweiter Ordnung aufmerksam gemacht. Als dritte Bedingung wird noch häufig an die Verformungen im Bruchzustand erinnert, im Sinne, dass die Verbindungen keine Einschränkung des geplanten und erwarteten Tragverhaltens des gesamten Tragwerkes verursachen dürfen. Diese zusätzlichen Aspekte, über den Nachweis der Tragsicherheit hinaus, können im modernen, mehrgeschossigen Holzbau ebenfalls eine wesentliche Rolle spielen. Diese Feststellung wird häufig mit den Anforderungen an die Erdbebenberechnung verknüpft, vermutlich in der irrtümlichen Meinung, dass es beim Lastfall Erdbeben wichtiger sei, das Tragwerk korrekter zu erfassen.

Im Allgemeinen wird bei der Bemessung einer Verbindung lediglich die Tragfähigkeit betrachtet und diese als einziges Kriterium der Bemessung und als einziger Kennwert der Verbindung angesehen. In der Wirklichkeit hängt das Tragverhalten einer Verbindung von vielen Parametern ab.

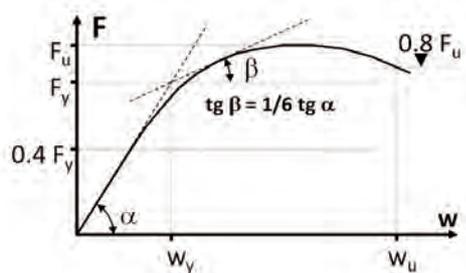


Abb. 2.1: Definition des Tragverhaltens einer Verbindung

Die allgemeine und vereinfachte Definition des statischen Tragverhaltens der Verbindung ist in Abb. 2.1 dargestellt und kann, über die Grenzwerte der Tragfähigkeit hinaus - durch zwei Größen ausgedrückt werden:

- der Duktilitätsindex gibt eine Angabe über das Plastifizierungsvermögen der Verbindung und ist der Quotient zwischen der elastischen Verformung  $w_y$  und der Verformung im Bruchzustand  $w_u$ :

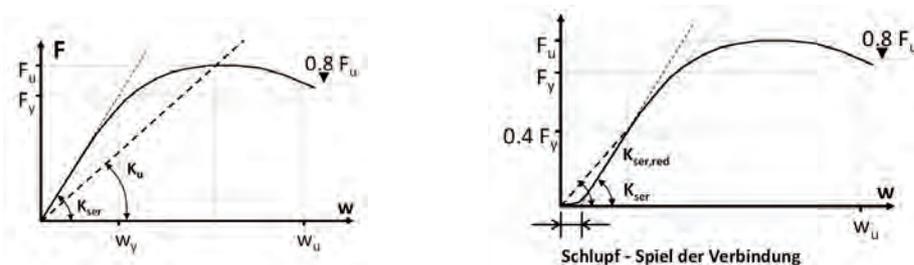
$$D_s = \frac{w_u}{w_y}$$

- der Verschiebungsmodul gibt die Steifigkeit der Verbindung im elastischen Bereich an:

$$K_{ser} = \frac{F_y}{w_y}$$

Die korrekte Erfassung des zyklischen Tragverhaltens verlangt nach weiteren Kennzahlen, auf die hier nicht weiter eingegangen wird. Nach der vereinfachten Darstellung der schweizerischen SIA-Norm 265 werden die Verbindungen bei Werten von  $D_s$  größer als 3 als duktil betrachtet; bei geringeren Werten - definitionsgemäss zwischen 1 und 2 - werden die Verbindungen als spröde betrachtet. Nach den Regeln der europäischen Normen wird die Einteilung anders und detaillierter vorgenommen. Die Einteilung der verschiedenen Verbindungsmittel in einer Kategorie der Duktilität dient bekanntlich als Grundlage für die Erdbebenbetrachtung der Tragstrukturen.

Die Ergänzung und Vervollständigung der Definition führt zur Beschreibung des Verschiebungsmoduls im Bruchzustand und zur Betrachtung des allfälligen Spiels der Verbindung bei der Bestimmung des Verschiebungsmoduls, wie in Abb. 2.2 dargestellt.

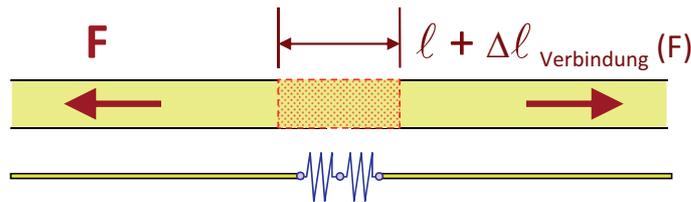


**Abb. 2.2:** Kenngrößen der Verbindungen im Bruchzustand und bei einem Verbindungsspiel

Der Wert des Verschiebungsmoduls im Bruchzustand  $K_u$  wird für die Betrachtung des Tragverhaltens im Bruchzustand verwendet und er wird häufig in vereinfachter Form zu  $2/3$  des Wertes von  $K_{ser}$  gleich gesetzt. Die Verwendung dieses reduzierten Wertes ist angebracht und korrekt, wenn das mechanische Verhalten im Bruchzustand der betrachteten Tragstruktur von einzelnen Verbindungen bestimmt wird, d.h. wenn sich diese Verbindungen auch effektiv im Bruchzustand befinden. Bei Tragwerken mit vielen Verbindungen - wie es bei größeren Gebäuden aus Holz praktisch immer der Fall ist - muss aber davon ausgegangen werden, dass lediglich eine sehr geringe Anzahl an Verbindungen davon betroffen ist, während sich die meisten Verbindungen weitgehend im elastischen Bereich befinden.

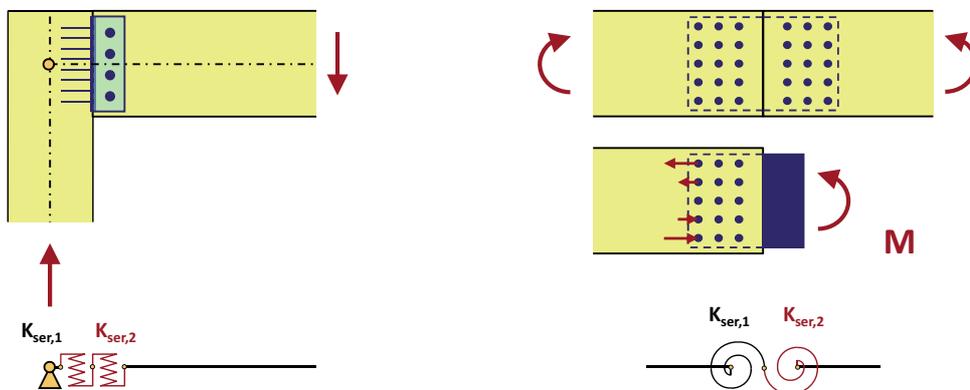
Die Bestimmung der Tragfähigkeit einer Verbindung erfolgt aufgrund der dafür vorgesehenen Bemessungsmodelle und wird hier nicht weiter betrachtet.

Die Bestimmung der Steifigkeit der Verbindungen erfolgt grundsätzlich auch aufgrund der verfügbaren Kennzahlen, die aus den Normen, aus der wissenschaftlichen Literatur oder auch aus den Zertifizierungs- und Zulassungsdokumenten entnommen werden können. So ist es möglich, vielen Verbindungen eine Steifigkeit  $K_{ser}$  zuzuordnen und sie als elastisches Tragelement zu betrachten. Dabei werden Verbindungen als elastische Federelemente modelliert. Die elastische Federkonstante ist durch den Verschiebungsmodul gegeben.



**Abb. 2.3:** Verbindungselement mit elastischen Federelementen

Die Bestimmung der Federkonstante für auf Abscheren beanspruchte, stabförmige Verbindungsmittel ist in den Normenwerken angegeben. Für auf Herausziehen beanspruchte Schrauben sind in einigen Zulassungsdokumenten Angaben über Steifigkeitsannahmen verfügbar. Aus den Steifigkeitskennwerten der einzelnen Verbindungen können bei Bedarf auch die Steifigkeiten komplizierterer Anschlüsse hergeleitet werden, indem die verschiedenen Komponenten der Verbindung nach den Regeln der Mechanik zusammengesetzt werden.



**Abb. 2.4:** Elastische Ersatzelemente für zusammengesetzte Verbindungen

### 3 Das mehrgeschossige Holztragwerk

Der Einfluss der Verbindungen kann auf einfache Art und Weise an einer Holzrahmenbauwand erläutert werden. In der Abb. 3.1 ist eine zweigeschossige Wand dargestellt, die als horizontale Aussteifung - oder als Windverband - modelliert wird. Die Bestimmung des Tragverhaltens der Wand und insbesondere die Bemessung der dazu notwendigen Verbindungsmittel und Verankerungen erfolgt in der Regel durch die Bestimmung der aus der Windlast resultierenden Beanspruchungen zwischen der Beplankung und den vertikalen Holzständern, sowie aufgrund der daraus entstehenden Verankerungskräfte.

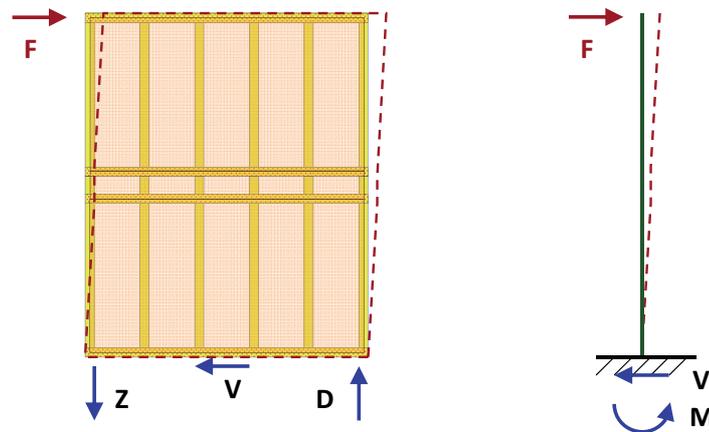


Abb. 3.1: Eingespannter Kragarm als statisches System zur Modellierung der vertikalen Wand

Das einfache Tragsystem zu dieser Wand ist in Abb. 3.1 dargestellt, so wie es den meisten Berechnungen und Bemessungen zu Grunde gelegt wird: der unten, im Fundament, eingespannte Kragarm. Die Steifigkeitswerte des als Rechenmodell verwendeten Ersatzbalkens können aus den Steifigkeiten der einzelnen Komponenten der Wand bestimmt werden. Aus den Holzsteifigkeiten lassen sich die Biege- und die Schubsteifigkeit des Balkens ermitteln: die Dehnsteifigkeit der Ständer und die Schubsteifigkeit der Beplankung stellen hier die Ausgangswerte dar, wie in Abb. 3.2 und Abb. 3.3 dargestellt.

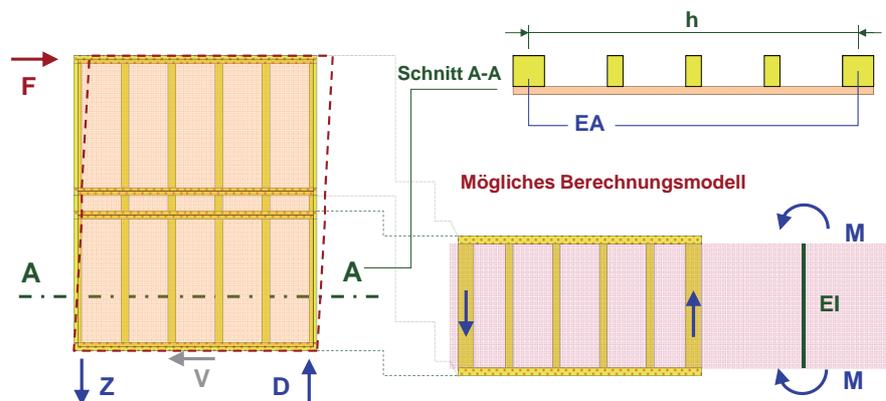


Abb. 3.2: Biegesteifigkeit des Ersatzbalkens

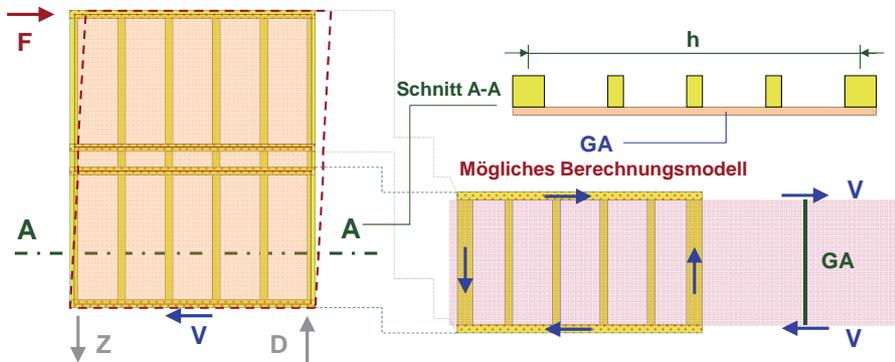


Abb. 3.3: Schubsteifigkeit des Ersatzbalkens

Der Einfluss der Verbindungen macht sich in verschiedenen Bereichen bemerkbar und kann ebenfalls "schrittweise" eingeführt werden. Die Verbindung der vertikalen Ständer über die Holzdecke wirkt sich auf die Biegesteifigkeit des Modells aus. Diese Verbindung wird praktisch immer als Druckverbindung für die Übertragung der nach unten gerichteten Kräfte ausgeführt. Es ist naheliegend, dass die Steifigkeit dieser Verbindung für Zug-, bzw. Druckkräfte wesentlich unterschiedlich sein wird: es entsteht also eine Verbindung mit unterschiedlichem Tragverhalten auf Zug und auf Druck. Daraus ergibt sich eine rechnerische Modellierung, die unterschiedliche Steifigkeitseigenschaften in Abhängigkeit der Krafrichtung aufweisen müsste. Die Betrachtung der Steifigkeiten und deren Übertragung ins Tragmodell ist schematisch in der Abb. 3.4 dargestellt und ergibt eine elastische Biegeverbindung zwischen dem unteren und dem oberen Stabelement.

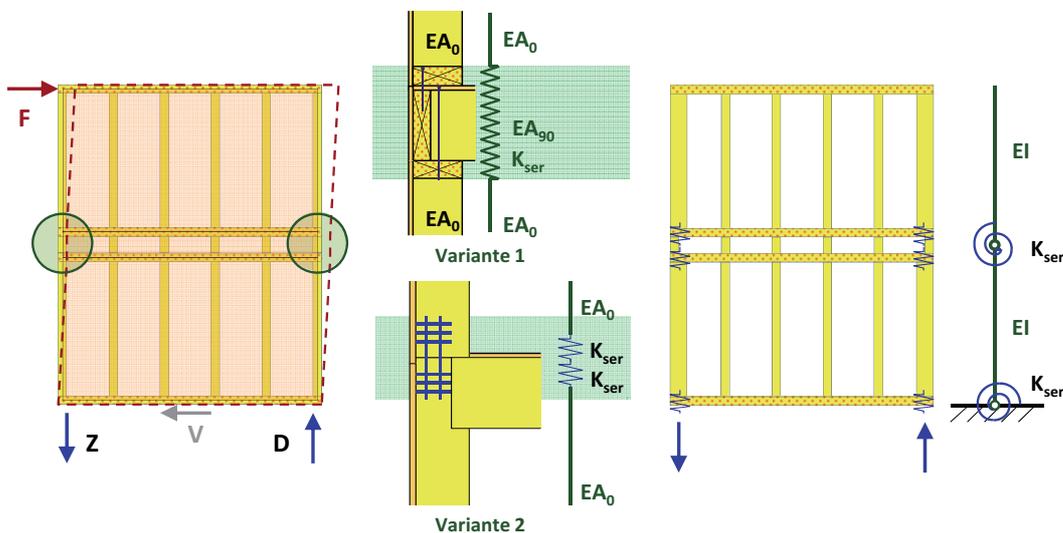
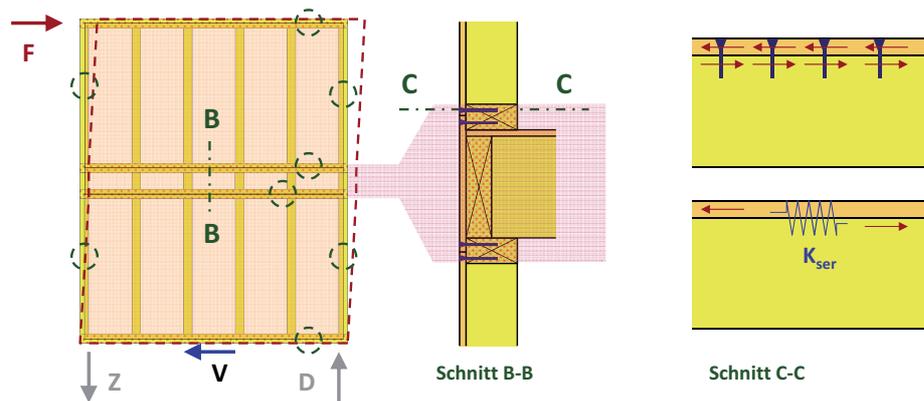


Abb. 3.4: Steifigkeit der Verbindungen der äußeren Ständer: Biegesteifigkeit des Knotens im Modell

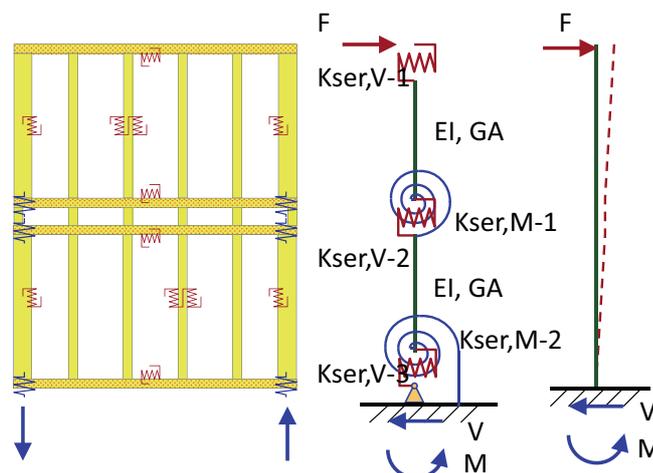
Die Verformbarkeit der Verbindungen ist auch bei den Schubverbindungen zu berücksichtigen. Diese befinden sich bei den Wandrändern, wo die Beplankung mit den Ständern mechanisch verbunden ist, sowie bei jedem Plattenstoss der Beplankung.

Auf der gleichen Art und Weise erfolgen die Verbindungen zwischen der Beplankung des unteren Geschosses und der Beplankung des oberen Geschosses über mechanische Verbindungsmittel, die je nach Ausführungsweise und verwendetem Deckensystem anders ausgebildet werden können. Die Nachgiebigkeit der Verbindungen auf Schub kann ebenfalls durch elastische Federelemente modelliert werden, die ins Modell des Tragsystems eingeführt werden.



**Abb. 3.5:** Einfluss der Verformbarkeit der Verbindungen auf die Schubsteifigkeit der Wand

Das mögliche Stabtragwerk zur Modellierung der zweigeschossigen Wand ist in der Abb. 3.6 dargestellt. Die Anzahl erforderlicher Federelemente ist relativ groß und gilt auch als Zeichen für die Komplexität einer exakten Modellierung derartiger Systeme. Die rein numerische Betrachtung erlaubt verschiedene Vereinfachungen, wie die direkte Einbindung der Steifigkeit der Verbindungen in die Steifigkeitswerte der Holzelemente, um das Modell und insbesondere dessen Berechnung zu optimieren. Der Einfluss dieser Vereinfachungen auf das Endergebnis sollte aber nicht unterschätzt werden.



**Abb. 3.6:** Statisches Stabmodell zur Berechnung der zweigeschossigen Wand mit elastischen Federelementen zur Betrachtung der Nachgiebigkeit der Verbindungen

Eine derartige Modellierung des Tragsystems eines Gebäudes kann auf dem ersten Blick als aufwendig und kompliziert erscheinen. Die Bedeutung des Tragverhaltens der Verbindung kann anhand eines konkreten Beispiels dargestellt werden.

In der Abb. 3.7 ist ein aus zwei Wänden bestehender Ausschnitt der Tragstruktur eines Gebäudes (vgl. auch Abb. 3.10) dargestellt. Die horizontalen Lasten sind durch die Kräfte  $F$  dargestellt und werden als bekannt vorausgesetzt. Die Verteilung dieser Kräfte auf die verschiedenen Wandelemente ist nicht nur zur Bemessung der Verbindungsmittel, sondern auch und insbesondere für die Bestimmung der erforderlichen Verankerung der Wandstütze in die Fundamente erforderlich.

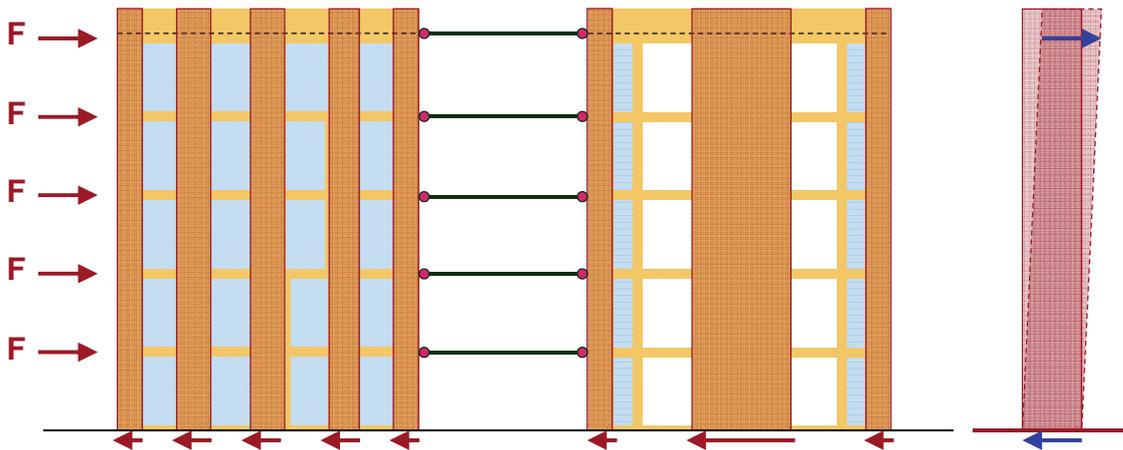


Abb. 3.7: System aus zwei Gebäudewänden, jeweils aus mehreren Teilwänden bestehend

Die für gewöhnliche Holzbauten in Rahmenbauweise übliche Aufteilung der Kräfte setzt voraus, dass die Steifigkeit der Wände maßgebend von der Schubsteifigkeit der Wandkonstruktion abhängig ist. Daraus ergibt sich eine Verteilung der Kräfte, die proportional zur jeweiligen horizontalen Länge der Wandelemente ist. Dieses Prinzip ist in der Abb. 3.8 dargestellt. Dabei wird angenommen, dass die Biegesteifigkeit des Wandelementes in dieser Hinsicht vernachlässigt werden kann, weil dieser Anteil an der Gesamtverformung  $w$  des Systems sehr gering ist. Dies ist bei Systemen mit geringer Anzahl von Geschossen in der Regel der Fall.

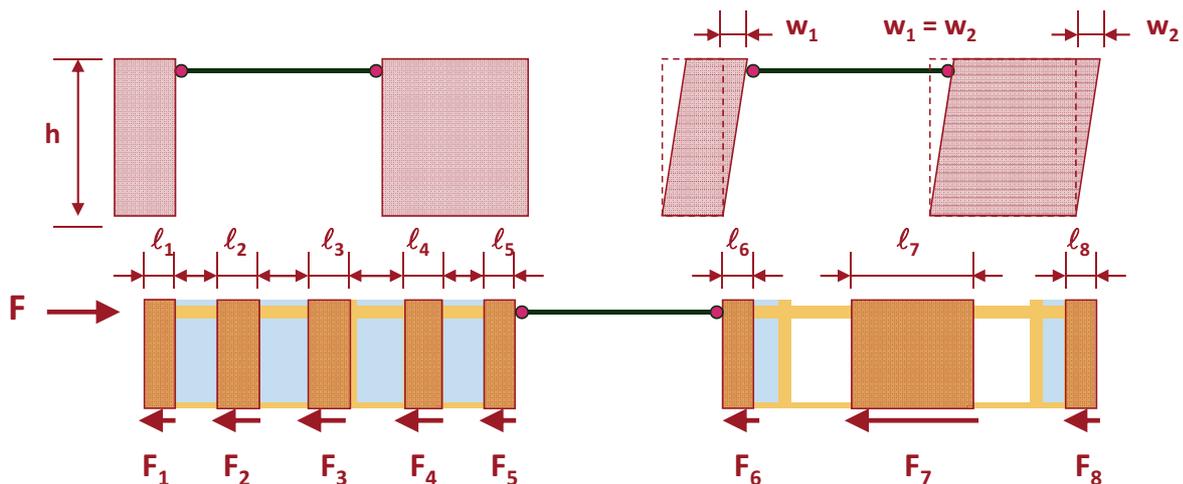


Abb. 3.8: Kräfteaufteilung in die Wandelemente nach der Schubsteifigkeit

Bei einer größeren Anzahl Geschossen kann aber auch die Biegeverformung der Wände einen durchaus größeren Einfluss aufweisen, insbesondere dann, wenn die Wandelemente eine geringe Länge im Verhältnis zur Gebäudehöhe aufweisen. Die Betrachtung der Biegesteifigkeit der Wände führt zu einer Verteilung der Kräfte in den verschiedenen Wandelementen, die mindestens proportional zum Quadrat der Länge - horizontal gemessen - der Wandelemente ist. Die Biegesteifigkeit ergibt sich nämlich aus dem Abstand der äusseren Wandständer im Quadrat. Bei steiferen Wandkonstruktionen, oder bei BSP-Wandelementen kann die dritte Potenz der Wandlänge als Parameter gelten. Eine genaue Bestimmung der Kräfte in den einzelnen Wandelementen kann nur dann ermittelt werden, wenn sämtliche Steifigkeitsparameter der Tragstruktur bekannt sind: dies beinhaltet sowohl die Kennwerte der eingesetzten Materialien, als auch die Kennwerte der eingesetzten Verbindungsmittel. Das dazugehörige Tragmodell muss dementsprechend zusammengestellt werden: ein Ausschnitt davon ist in Abb. 3.9 dargestellt.

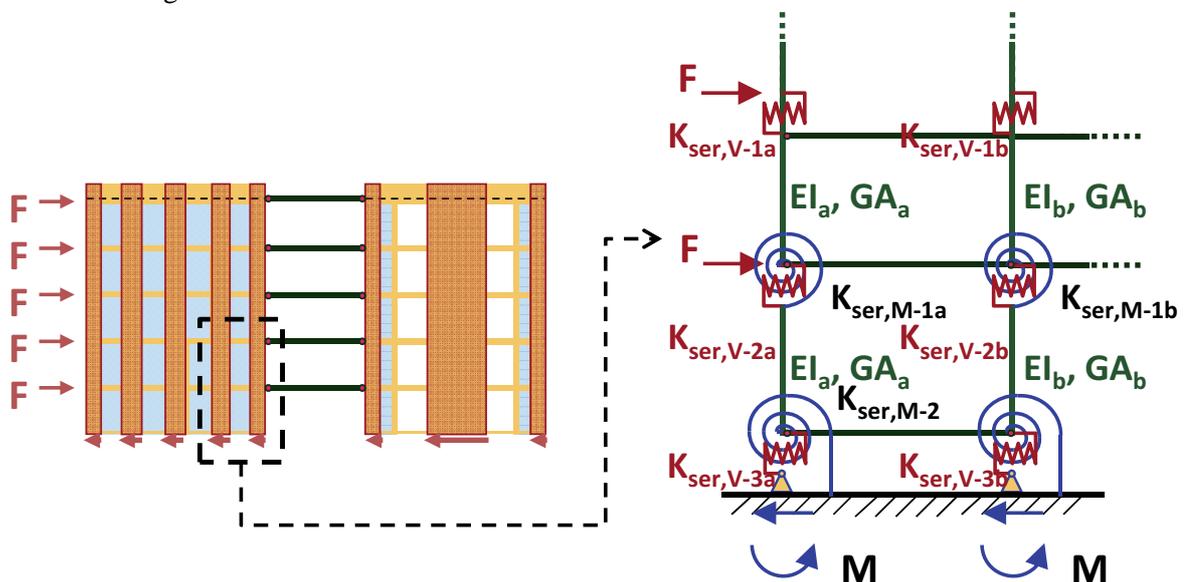


Abb. 3.9: Ausschnitt aus dem Tragmodell des gesamten Gebäudes

Das dazugehörige, 6-geschossige Gebäude wurde in reiner Holzbauweise hergestellt. Die Konstruktion wurde als Holzrahmenbau entwickelt und realisiert. Mit einem Grundriss von 12,4 auf 12,4 m und einer Gesamthöhe von fast 18 m kann das Gebäude als Turm, oder zumindest als schlank definiert werden. Eine schematische Darstellung der Konstruktion und des Grundrisses ist in Abb. 3.10 dargestellt.

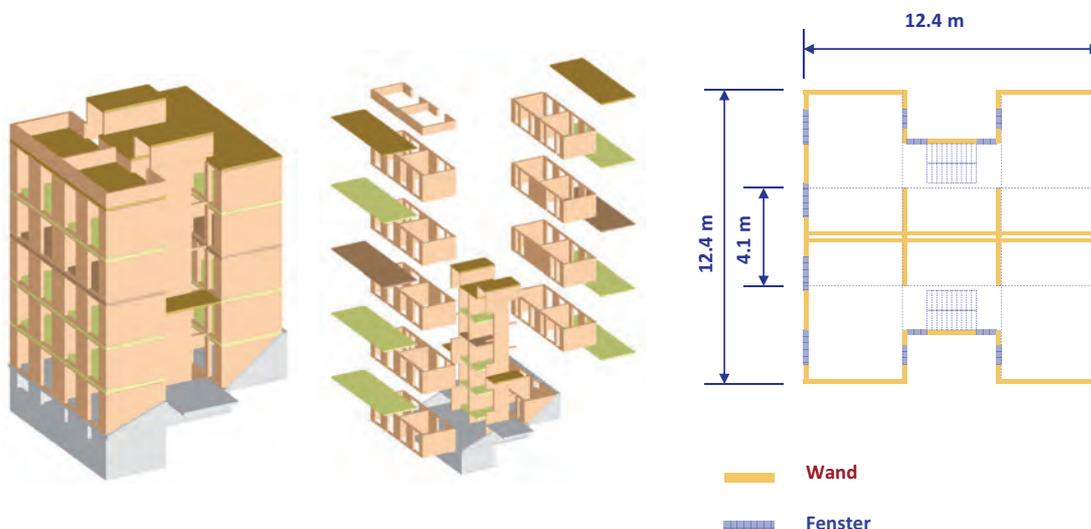


Abb. 3.10: Übersicht und Grundriss des Gebäudes

Die Tragstruktur ist durch die Regelmässigkeit im Grundriss und in der Höhe gekennzeichnet. Die Wände haben unterschiedliche Längen und erstrecken sich über die gesamte Gebäudehöhe. Die gesamte Struktur ist symmetrisch und regelmässig aufgebaut. In Abb. 3.10 sind die Wandaufbauten dargestellt; es kann somit davon ausgegangen werden, dass die Tragstruktur des Gebäudes aus Wandstreifen besteht, die durch die Decken steif untereinander verbunden sind. Die einzelnen Wandelemente wurden teilweise über zwei oder drei Geschosse kontinuierlich ausgeführt, da sich dies als die einfachste Lösung in Hinblick auf Produktion und Transport erwiesen hat; dies wurde erst im Rahmen der Ausführungsplanung entschieden. Zur Abtragung der Horizontalkräfte aus Wind und Erdbeben wurden sämtliche Wandelemente berücksichtigt.

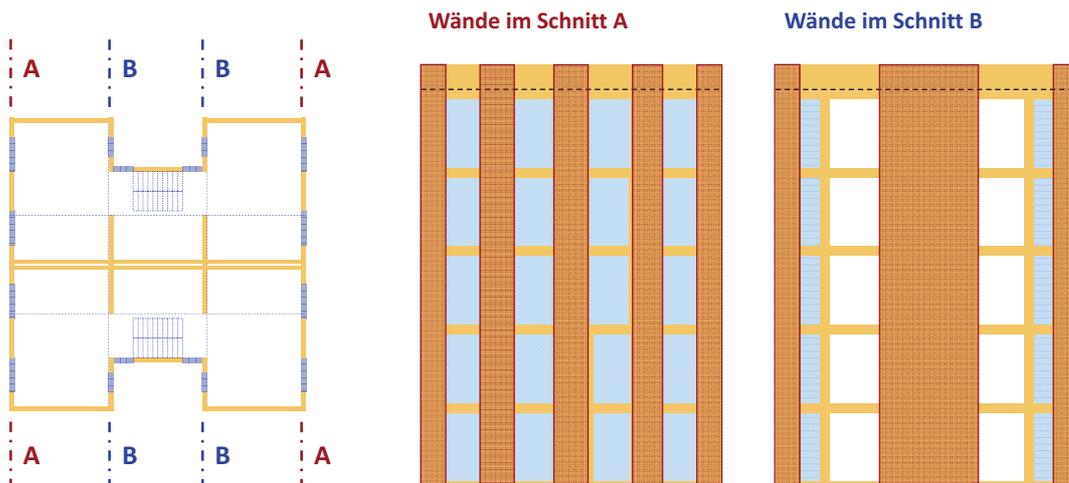


Abb. 3.11: Aufbau der Wände in mehreren Wandelementen

Die Aufteilung der Kräfte auf die jeweiligen Wandelemente erfolgte zunächst unter der Betrachtung der gerade beschriebenen Grenzfälle, d.h. durch die getrennte Betrachtung der Annahme der Vernachlässigung der Biege- bzw. der Schubsteifigkeit der Wände. Dies wurde durch die teilweise sehr schlanken Wände - hohe Biegeverformungen - und teilweise durch den unterschiedlichen Aufbau der Wandelemente - Elemente aus einer, zwei und drei Geschosshöhen - begründet. Jedes Wandelement wurde für den maßgebenden, ungünstigen Fall aus diesen zwei Grenzwerten bemessen. Damit wurden sowohl die Wandbeplankungen und deren Verbindungen als auch die Verankerungen im Fundament bemessen. Die Verankerungen im Fundament für die größeren Wände, die eine Länge von ca. 4,1 m aufweisen, mussten für eine Zugkraft von 330 kN ausgelegt werden. Bei den schmalsten Wänden, die eine statische Wandlänge von ca. 90 cm aufwiesen, ergaben sich geringere Zugkräfte, die zu einer Bemessungskraft der Zuganschlüsse von ca. 90 kN geführt haben. Die Verbindungen wurden mit selbstbohrenden Stabdübeln und Stahllaschen ausgeführt, damit die Montageungenauigkeiten direkt bei der Herstellung der Verbindung ausgeglichen werden konnten.

Eine detailliertere Modellierung der Tragstruktur könnte zu einer "Optimierung" der auftretenden Kräfte und möglicherweise zu einer leichten Reduktion einzelner Verbindungen und Tragelemente führen. Die Anzahl unbekannter Parameter führte in diesem Fall dazu, dass sämtliche Tragelemente aufgrund der einfachen Betrachtung konzipiert und bemessen wurden.

Am Fusspunkt jedes Wandelementes derartiger Konstruktionen entstehen beträchtliche Zugkräfte, die konsequent in die Fundamente eingeleitet und verankert werden müssen.

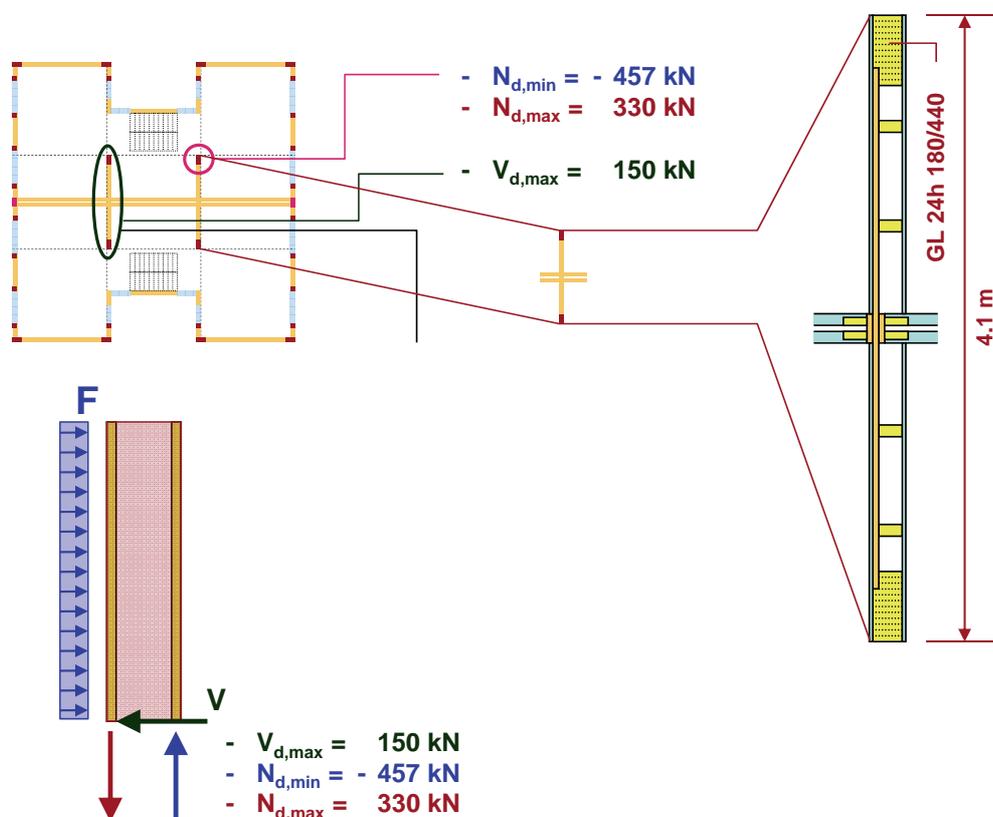


Abb. 3.12: Verankerungskräfte am Fuss der zentralen Wand

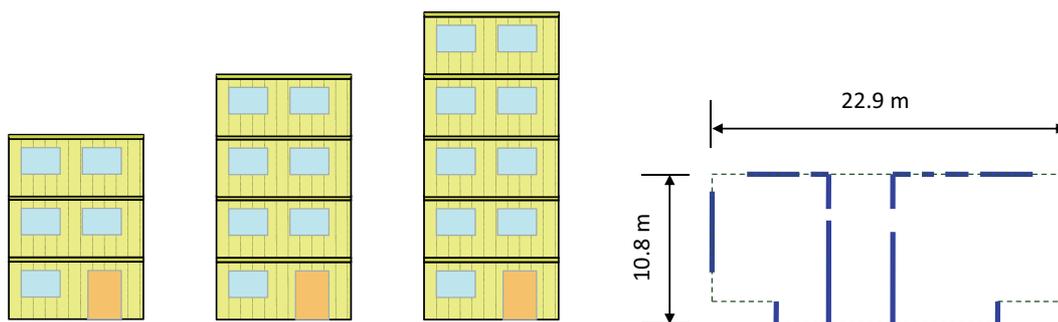
Die Skizze in Abb. 3.12 zeigt deutlich an, wie die Wandelemente derartiger Konstruktionen durch starke Randstützen gekennzeichnet sind. Diese Stützen gelten als kontinuierliche Haupttragstruktur über die gesamte Gebäudehöhe. Die Längsverbindungen dieser Stützen sind in der Anzahl relativ gering, so dass auch hinter diesem Gebäude ein klassisches Holztraggerippe steckt, das durch die Beplankung ausgesteift wird. Wie im Weiteren dargestellt wird, gilt diese Betrachtung bei BSP-Tragwerken nicht mehr.

## 4 Außergewöhnliche Einwirkung Erdbeben und Holzgebäude

Die eingehendere Betrachtung des Lastfalls Erdbeben führt relativ schnell zur - korrekten - Schlussfolgerung, dass Holzkonstruktionen die Erdbebengefahr nicht besonders fürchten müssen. Ein konkretes Projekt eines dreigeschossigen Gebäudes wurde als Ausgangsbasis für die nähere Betrachtung der Anfälligkeit von Holzgebäuden auf die Beanspruchungen aus Wind und Erdbeben verwendet. Die Studie wurde im Rahmen einer Masterabschlussarbeit zusammen mit der Universität in Trento durchgeführt.

Die Bemessung der Tragelemente erfolgte auf Basis der Einwirkungen aus den statischen Lastkombinationen; als horizontale Einwirkungen wurden die Windlasten berücksichtigt. Anschliessend wurde eine Erdbebenanalyse durchgeführt und die sich ergebenden Beanspruchungen mit denjenigen aus der statischen Bemessung verglichen. Dabei wurden verschiedene Erdbebenstärken berücksichtigt.

Das gleiche Gebäude wurde mit verschiedenen, konstruktiven Lösungen dimensioniert und bemessen. Im Rahmen dieser Studie wurden zwei verschiedene, konstruktive Systeme (Holzrahmenbau und massive BSP-Wände) für die Wände und vier verschiedene, konstruktive Systeme (Balkendecke in der Rahmenbauweise, massive Decken aus BSP, Verbund Holz-Beton und reine Stahlbetonplatte) für die Decken untersucht. Sämtliche Kombinationen von Wand- und Deckensystemen wurden analysiert.



**Abb. 4.1:** Grundriss mit Wandanordnung und schematische Darstellung der als 3-, 4- und 5-geschossigen untersuchten Konstruktion

Anschliessend wurde das Gebäude um ein, bzw. zwei Geschosse erweitert und als vier-, bzw. fünfgeschossige Tragstruktur auf gleicher Art und Weise untersucht. Die Steifigkeit der Verbindungen spielt in der Modellierung der Tragstruktur eine wesentliche Rolle. Die dazugehörigen Steifigkeitswerte wurden aufgrund der Normenangaben bestimmt und in das Modell eingebunden. Um den Einfluss und die Bedeutung dieser Steifigkeiten auf das Endergebnis zeigen zu können, wurden diese Werte um einen Faktor 4 variiert, indem die Berechnung einmal mit halbierten und einmal mit verdoppelten Werten wiederholt wurde.

Die zahlreichen Ergebnisse aus dieser Studie erlauben einige grundsätzliche Bemerkungen in Zusammenhang mit dem Erdbebenrisiko von Holzkonstruktionen dieser Art, aber auch zur Anfälligkeit der numerischen Modellierung derartiger Tragstrukturen. Es ist dabei deutlich zu unterstreichen, dass es sich um punktuelle Aussagen handelt, die auf ein bestimmtes und spezifisches Tragwerk Bezug nehmen. Die getroffenen Annahmen bezüglich der Windlasten (normale Situation im Alpengebiet, nach den schweizerischen Normen bestimmt) und der Erdbebenberechnung (insbesondere die Festlegung des Verhaltensbeiwertes  $q$ ) können die Ergebnisse stark beeinflussen.

Von besonderem Interesse ist die Betrachtung der unterschiedlichen Anzahl der Geschosse bei sonst gleichen Bedingungen. Es kann festgestellt werden, dass die Zunahme der Geschossanzahl beim sonst gleichen Gebäude kaum zu einer Vergrößerung der aus dem Lastfall Erdbeben entstehenden Beanspruchungen führt. Da die Beanspruchungen aus den Windlasten hingegen mit der Gebäudehöhe zunehmen, werden in vielen Fällen bei höherer Geschossanzahl die Windlasten maßgebend für die Bemessung, während bei der dreigeschossigen Ausbildung die Erbebenbeanspruchungen größer sind. Es handelt sich dabei um keine überraschende Feststellung, da auch bei sehr hohen Gebäuden aus anderen Materialien keine direkte Zunahme der Erdbebenbeanspruchungen bei zunehmender Anzahl der Geschosse festzustellen ist.

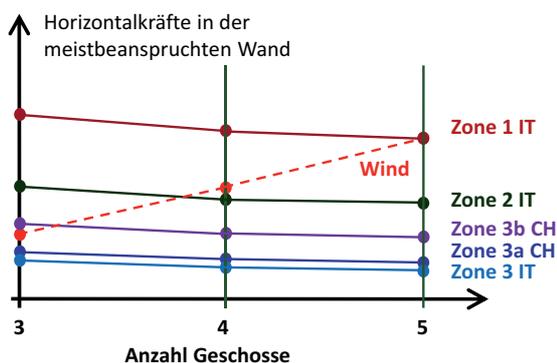


Abb. 4.2: Variation der maximalen Wandkraft für den Fall „Wind“ und „Erdbeben“ bei der Zunahme der Geschossanzahl

Auch von Interesse ist die Darstellung der Notwendigkeit einer Verstärkung aufgrund der auf Windlasten bemessenen Tragstruktur des Gebäudes. Ein ausgewähltes Beispiel ist in Abb. 4.3 für den Fall der Konstruktion mit BSP-Wänden und mit den schweren Verbunddecken Holz-Beton, unter der Annahme des ungünstigen Baugrundes der Klasse D, dargestellt. In der Figur sind die Regionen, die eine Verstärkung der Tragstruktur erfordern, rot dargestellt. Bei den grünen Flächen auf der Landkarte ist die korrekte Bemessung für den Lastfall Wind maßgebend und ergibt somit eine ausreichende Bemessung der Tragelemente auch für den Erdbebenfall.

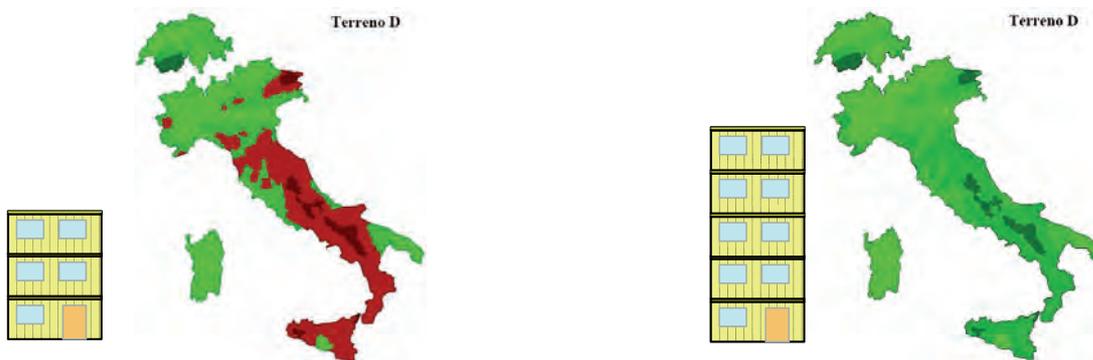


Abb. 4.3: Rot dargestellt die Gebiete, die eine Verstärkung der Tragstruktur infolge Erdbeben benötigen

Es wäre aber falsch und irreführend, daraus zu schließen, dass bei auf Windlasten korrekt bemessenen mehrgeschossigen Holzkonstruktionen auch der Lastfall Erdbeben automatisch nachgewiesen wäre. Diese Ergebnisse ergeben aber einen wichtigen, zusätzlichen Hinweis dafür, dass Holzkonstruktionen ein durchaus günstiges Tragverhalten im Erdbebenfall aufweisen können.

Die Ergebnisse aus der Studie bestätigen ebenfalls, dass Konstruktionslösungen mit einer reduzierten Masse, also reine Holzbaukonstruktionen, geringere Beanspruchungen im Erdbebenfall aufweisen als schwerere Konstruktionen. Auch die Tatsache, dass der Baugrundtyp einen wesentlichen Einfluss auf die Beanspruchungen der Tragstruktur im Erdbebenfall ausübt, dürfte kaum überraschen.

Im Rahmen dieser Studie wurde der Einfluss der Steifigkeit der Verbindungen nicht primär untersucht. Die Verbindungen wurden aufgrund der statischen Beanspruchungen bemessen und die entsprechenden Steifigkeitskomponenten in das Bemessungsmodell implementiert. Die an der dreigeschossigen Tragkonstruktion durchgeführten Vergleichsrechnungen zeigen, dass eine Variation um den Faktor 2 der Steifigkeit der Verbindungen zu einer Variation bis zu 25 % der Beanspruchung der für die Bemessung maßgebenden Schubwand und zu einer Variation bis zu 20 % der ersten Grundfrequenz des gesamten Systems führen kann.

Ob und inwieweit eine solche Variation der Verbindungssteifigkeit sinnvoll oder gegebenenfalls notwendig ist, kann zur Diskussion gestellt werden. Es ist aber Tatsache, dass die verfügbaren Steifigkeitswerte der Verbindungen in Form von elastischen  $K_{ser}$ -Werten häufig aufgrund von experimentellen Untersuchungen an ausgewählten, einzelnen Verbindungen ermittelt und verallgemeinert wurden. Bei derartigen, mehrgeschossigen Tragkonstruktionen ist eine sehr große Anzahl an Verbindungen und Verbindungsmittel vorhanden, die teilweise alles andere als regelmäßig und kontinuierlich angeordnet sind; der Einfluss der Anzahl und der Größe der Verbindungen auf deren Steifigkeit dürfte zur Zeit alles andere als bekannt sein. Die Anwendung dieser Steifigkeitswerte zur Modellierung von Tragsystemen, die nicht nur Aussagen zu einer Verformung im Sinne einer Gebrauchstauglichkeitsbetrachtung, sondern zur Bestimmung der Tragsicherheit im Grenzfall dienen müssen, sollte immer grundsätzlich hinterfragt werden. Eine mögliche Ungenauigkeit in der numerischen Annahme der Steifigkeitswerte kann sich auf das Endergebnis stark auswirken und die numerische Genauigkeit der Berechnung ernsthaft in Frage stellen. Die Betrachtung der Auswirkung von großzügigen Variationen dieser Werte auf das Endergebnis erlaubt eine Überprüfung der Empfindlichkeit des numerischen Modells, des gesamten Tragsystems und der Zuverlässigkeit der Ergebnisse.

## 5 Das Tragwerk des mehrgeschossigen Gebäudes aus BSP

Tragwerke aus BSP-Elementen sind dreidimensionale Tragstrukturen, die aus der Verbindung der einzelnen BSP-Elemente entstehen. Obwohl immer wieder von großformatigen Platten die Rede ist, besteht das BSP-Tragwerk eines mehrgeschossigen Gebäudes in der Tat aus einer Vielzahl an einzelnen BSP-Elementen.

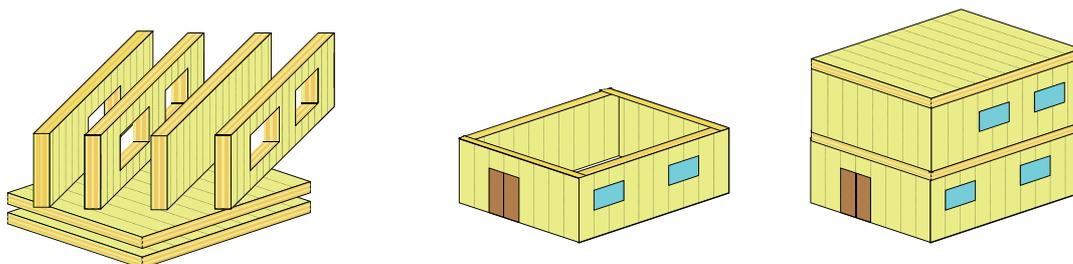


Abb. 5.1: Schematischer Aufbau der kastenförmigen 3D-Tragstruktur eines BSP-Gebäudes

Die einfachste Tragstruktur aus BSP ergibt sich als geschlossene, kastenförmige Tragstruktur, wo jede Wand und jede Decke als Scheibe und als Platte wirken. Die Gesamtstruktur ergibt sich aus dem Zusammenwirken und somit aus der Verbindung der einzelnen BSP-Elemente.

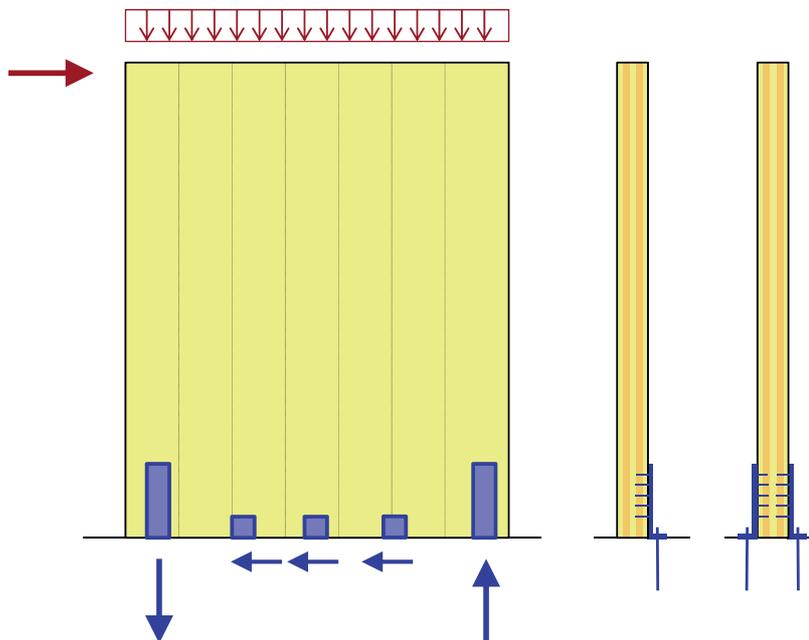
Bei einfachen Tragstrukturen, wo die Abtragung der vertikalen Lasten ununterbrochen von oben nach unten gewährleistet ist und wo sämtliche vertikale Wände als aussteifende Scheibe wirken, ergeben sich in den Verbindungen Kräfte, die im Vergleich mit den Tragwiderständen der Wand- und Deckenelemente gering sind. Derartige Konstruktionen werden heutzutage in grosser Anzahl auch mit BSP gebaut und häufig bieten sie sich als Alternative oder als Konkurrenzlösung zur klassischen Holzrahmenbauweise an.

BSP-Wandelemente mit Dicken von 120 bis 140 mm sind in der Regel ausreichend für Wohngebäude mit derartigen Tragstrukturen bis zu 3 Geschossen. Bei diesen Konstruktionen werden Verbindungsmittel und Verbindungen aus den üblichen, klassischen Holzbaulösungen eingesetzt. Punktförmige Anschlüsse mit Blechwinkel oder gelochten Flachblechen werden häufig eingesetzt. Die Verankerung der Wandränder erfolgt ebenfalls punktuell und in der Regel kommen so genannte „hold-downs“ zum Einsatz, die ebenfalls für die Wohnhäuser in der Holzrahmenbauweise entwickelt worden sind.



Abb. 5.2: Übliche Verbindungen bei normalen BSP-Gebäuden bis 3 oder 4 Geschosse

Derartige Anschlüsse erlauben problemlos die korrekte Verankerung und Übertragung der entstehenden Kräfte. Häufig werden die Verbindungsmittel sogar nur einseitig angeordnet. Da die sich ergebende Exzentrizität der Lasteinleitung in den Bemessungsunterlagen der Verbindungsmittel inbegriffen ist und die exzentrische Belastung der Wand so gering in Vergleich zur lokalen Wandtragfähigkeit ausfällt, entstehen keine Probleme aufgrund dieser Anordnungsweise.



**Abb. 5.3:** Kräftegleichgewicht bei den üblichen Verbindungen bei BSP-Gebäuden bis 3 oder 4 Geschosse, ein- und zweiseitige Anordnung der Verbinder

Die Leistungsfähigkeit von BSP als Tragelement wird aber erst dann richtig deutlich, wenn die Konstruktion unregelmäßiger gestaltet wird. Wenn ganze Teile der Konstruktion zum Beispiel auskragend sind, dann ist die direkte Abtragung der Lasten, über eine einzige Wandebene nach unten nicht möglich. In der Abb. 5.4 ist eine derartige Situation schematisch dargestellt, wo eine Wand als Träger über die gesamte Gebäudelänge wirkt und an den zwei Seitenwänden, über seine gesamte Wandhöhe befestigt und gelagert ist. Das Tragsystem der Wand kann als einfacher Balken angenommen werden. Die Wand wird von der darüber liegenden Decke und von der darunter aufgehängten Decke belastet. Die Seitenwände müssen die Auflagerkräfte der Wand aufnehmen und in die Fundamente, in Form von Einspannmomenten weiterleiten: die Druckkräfte können in der Regel problemlos auch auf Kontaktdruck übertragen werden; bei den daraus entstehenden, hohen Zugkräften ist der Einsatz von leistungsfähigen Verankerungen nicht zu vermeiden. Bei der üblichen, geschossweisen Produktion und Herstellung der Konstruktion kann der Stoss der Wand in Geschosshöhe nicht vermieden werden. So müssen diese Zugkräfte auch im Übergang Wand-Decke-Wand vom oberen zum unteren Geschoss durch passende Verbindungen übertragen werden.

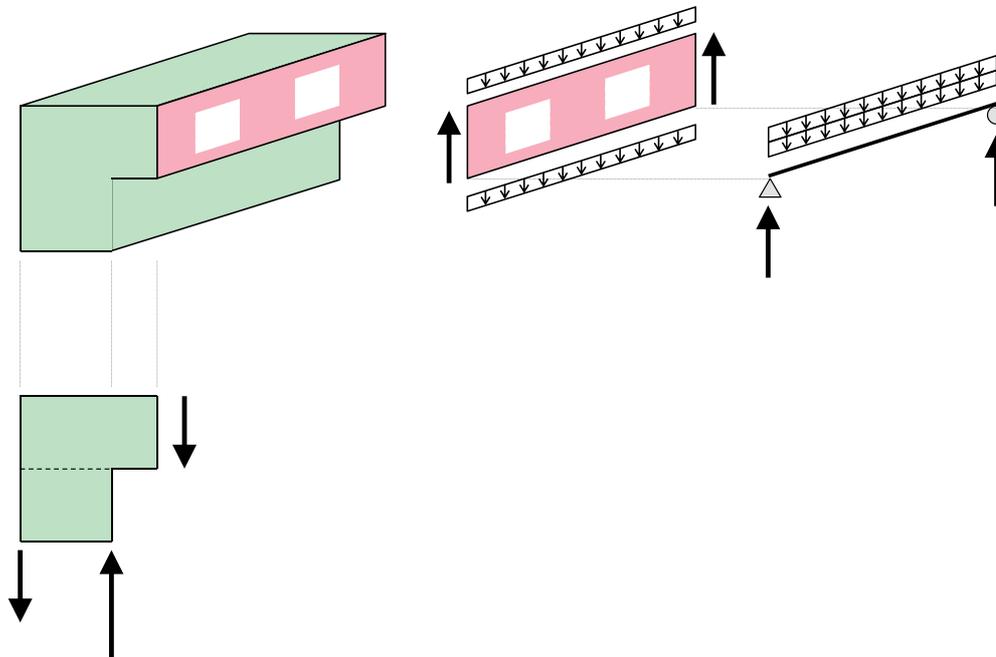
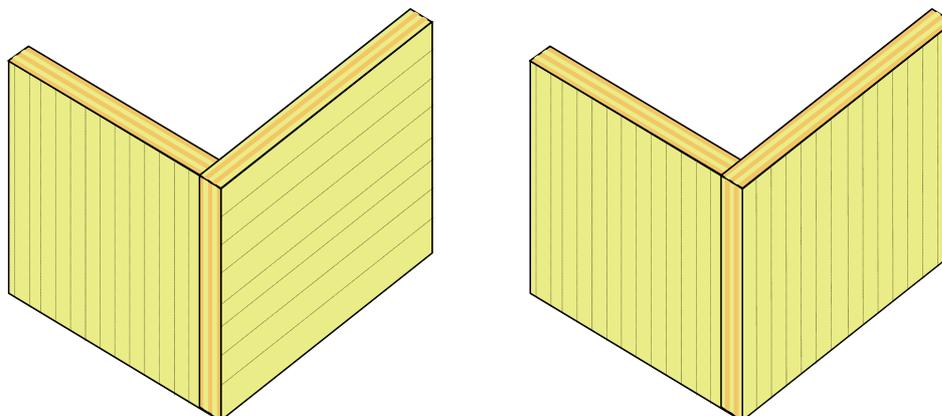


Abb. 5.4: Gebäudeteil mit Auskragung

Bei der Konzeption der in diesem Fall erforderlichen Anschlüsse scheint der Einsatz von einseitigen Blechwinkel oder von punktförmigen Verbindungen weniger zweckmässig zu sein. Die erforderliche Leistung von derartigen BSP-Wandelementen kann in der Regel erreicht werden, ohne dass die Wanddicke zu stark wird. Um eine ausreichend leistungsfähige Verbindung zu erhalten, ist die Ausnutzung der gesamten Kontaktfläche zwischen den zu verbindenden BSP-Elementen häufig erforderlich.

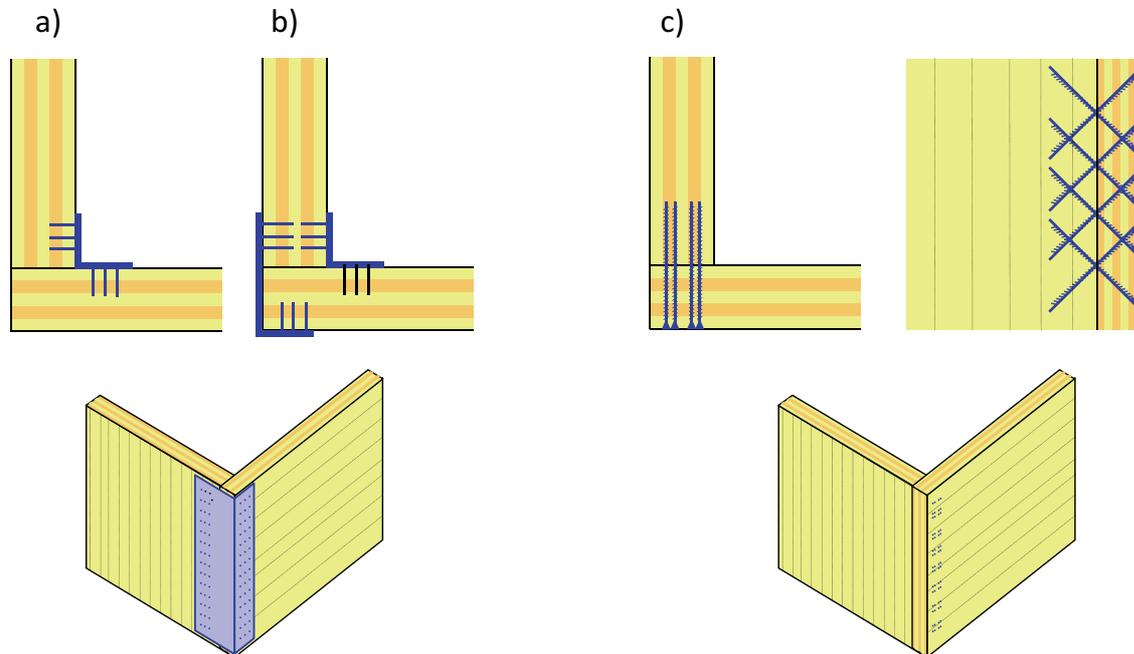
Die Auslegung der BSP-Elemente wird aufgrund ihrer Beanspruchungen definiert. So wird die Seitenwand mit aller Wahrscheinlichkeit mit vertikal gerichteten, äusseren Schichten angeordnet, weil die vertikalen Beanspruchungen grösser sind als die horizontalen. Bei der langen Wand kann es hingegen zweckmässig sein, das BSP-Element so zu definieren, dass die Aussenschichten horizontal gerichtet sind, weil die Biegebeanspruchung in diesem Fall überwiegend sein kann. In Abb. 5.5 sind beide Möglichkeiten dargestellt. Die in Abb. 5.4 als Balken dargestellte Wand muss aber auch aufgrund ihrer Öffnungen und ihrer Funktion als aussteifendes Element der gesamten Tragstruktur bemessen werden. Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgt als Scheibenberechnung des gesamten Wandelementes. Die Ausführung eines solchen BSP-Elementes aus mehreren, durch mechanische Verbindungsmittel untereinander zusammengefügt, kleineren BSP-Plattenelementen, ist theoretisch möglich; es scheint aber weniger interessant, und aus ingenieurtechnischer Sicht wenig sinnvoll, diesen Weg zu bestreiten. Dieses Element, als Wand aber auch gleichzeitig als Biegeträger mit grossen Abmessungen wirkend, kann als Beispiel für ein Ingenieurtragelement aus BSP angesehen werden: der Entwurf und die Bemessung erfolgen auch in Funktion des Schichtaufbaus und der Dicke der einzelnen Schichten.



**Abb. 5.5:** *Unterschiedliche Anordnung und Orientierung der BSP-Elemente*

In der praktischen Anwendung ist man häufig mit der Situation konfrontiert, dass beim Entwurf des Projektes die BSP-Produkte, die zum Einsatz kommen werden, noch nicht bekannt sind. Es ist Aufgabe des Planers, bereits in der ersten Planungsphase damit zu rechnen und auf allfällige, spezielle Bedingungen hinsichtlich Mindestabmessungen von Einzelelementen hinzuweisen oder den maximal möglichen BSP-Abmessungen und -Transportgrößen Rechnung zu tragen. Da heutzutage sämtliche Hersteller auch großformatige Platten liefern können, dürfte dies unproblematisch sein. Das Gleiche gilt beim, bekanntlich vom BSP-Produkt abhängigen, Schichtaufbau. Der entwerfende Ingenieur wird auch diesbezüglich, zwangsläufig generelle Annahmen darüber treffen, welche dann in der Ausführungsplanung überprüft werden müssen und gegebenenfalls zu leichten Korrekturen der BSP-Dicken führen können.

Die Wand aus Abb. 5.4 besteht somit grundsätzlich aus einem einzigen BSP-Element und wird hauptsächlich als Biege- und Schubelement bemessen und nachgewiesen. Die Verbindungen mit den seitlichen Wänden stellen die Auflagerpunkte dieser Wand dar. Bei einer Wandlänge von 16 m ergeben sich Auflagerkräfte in der Größenordnung von 200 kN (als Bemessungswert), die in die seitliche Wand eingeleitet werden müssen. Der Einsatz von externen Blechwinkeln aus dem Katalog ergäbe eine beachtliche Anzahl an punktuellen Verbindungen; darüber hinaus ist von einer einseitigen und somit exzentrischen Verbindung prinzipiell abzuraten. Um eine nicht exzentrische Verbindung zu erreichen, sollten nur symmetrische, oder beidseitig angeordnete Verbindungen betrachtet werden. Die Verwendung von beidseitig angeordneten Blechelementen stellt nur eine erste Variante dar.



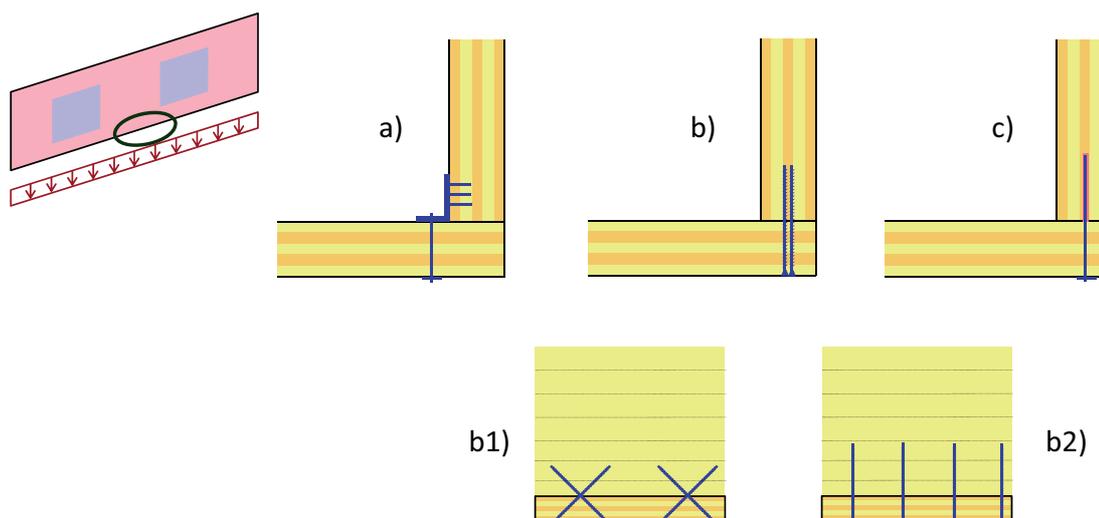
**Abb. 5.6:** Verbindung Trägerwand zu Seitenwand - horizontale Schnittebene  
a) einseitige und wenig geeignete Verbindung mit Stahlblechen und Nägel/Schrauben  
b) symmetrische Verbindung mit Stahlblechen und Nägel/Schrauben  
c) leistungsfähige Verbindung mit gekreuzten Vollgewindeschrauben

Die in Abb. 5.6 b) dargestellte Lösung kann als vertretbare Lösung angesehen werden. Es sind jedoch die ungünstige Wirkung der externen Bleche und die indirekte Kraftübertragung zwischen den BSP-Elementen zu erwähnen, da der Kraftfluss über auf Biegung beanspruchte Nägel oder Schrauben, und über extern angeordnete und ungünstig belastete Blechteile führt. Die Steifigkeit einer derartigen Verbindung ist gering.

Interessanter kann die Verwendung von Vollgewindeschrauben sein, die am besten als kreuzweise wirkend und geneigt eingesetzt werden, wie in der Skizze in Abb. 5.6 c) dargestellt ist. Es wird ein direkter Kraftfluss vom einen BSP-Element zum anderen gewährleistet und die Verbindungsmittel befinden sich genau dort, wo die Kräfte wirksam sind. Dank ihrer Neigung werden die Schrauben nicht ungünstig auf Abscheren, sondern effizient und insbesondere steifer axial auf Zug bzw. Druck beansprucht. Bei dieser Ausführung können die zwei Wandelemente aus BSP als „zusammengenäht“ beschrieben werden. Ein kontinuierlicher Kraftfluss ist sichergestellt und die Auslegung der Verbindung kann den effektiven Anforderungen an Festigkeit und Steifigkeit angepasst werden. Bei Wanddicken über 140 mm, die bei solchen Konstruktionen üblich sein sollten, ist auch die Anordnung von mehreren Schraubenebenen möglich, wie in Abb. 5.6 gezeigt ist.

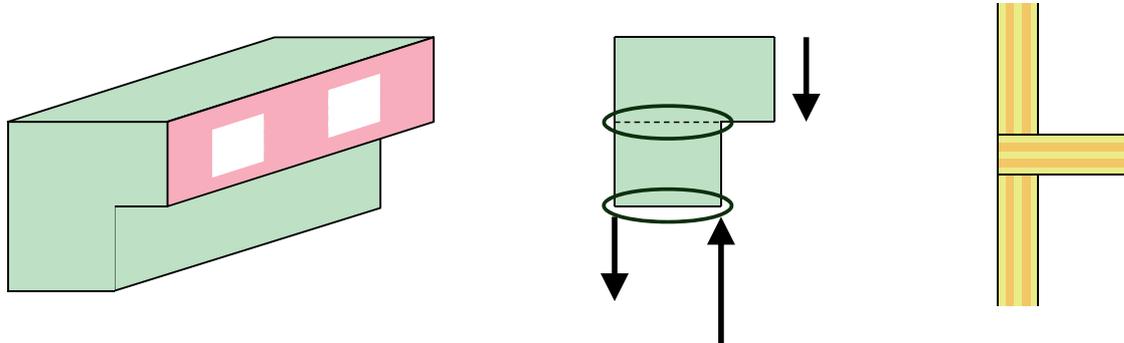
Die untere Geschossdecke, im vorliegenden Fall hauptsächlich senkrecht zur Wand gespannt und durch die Wand getragen, muss auf diese aufgehängt werden. Die anzuschliessenden Kräfte können als Linienlast entlang der Wand dargestellt werden und sind in der absoluten Grösse relativ gering: je nach Deckenspannweite ergeben sich Bemessungswerte dieser Kräfte zwischen 15 bis 25 kN/m als Bemessungswert. Auch für diese Verbindung (Abb. 5.7) stellen sich verschiedene Alternativlösungen zur Auswahl.

Die Lösung mit geschraubten oder genagelten Blechwinkeln kann sowohl mit punktuellen Winkelementen als auch mit einem durchgehenden Blechprofil in Betracht gezogen werden; angesichts der Kontinuität des Kraftflusses und im Hinblick auf eine in der Regel ebenfalls erforderlichen Übertragung einer Schubkraft, dürfte die Lösung der kontinuierlichen Verbindung vorzuziehen sein. Es bleibt aber die Problematik der Exzentrizität der Krafteinleitung. In Abb. 5.7 c) ist die Lösung mit in der Wand eingeklebten Stahlstangen dargestellt, die eine indirekte Aufhängung der Decke über grössere Unterlagscheiben benötigt und sorgfältig im Hinblick auf Herstellung und Montage geprüft werden soll. Die Lösung mit Vollgewindeschrauben ist in Abb. 5.7 b) dargestellt. Beim Einsatz von vertikal angeordneten Schrauben ist darauf zu achten, dass die Schrauben stets in die horizontalen Schichten der vertikalen Wand verankert werden; dazu erfolgt die Übertragung der Scherkräfte in der Wandebene auf Abscheren der Schrauben. Bei der Anordnung der Schrauben mit einer Neigung von  $60^\circ$  bis  $45^\circ$  entfällt das Problem der zu vermeidenden Parallelität zwischen axial beanspruchten Schrauben und Faserrichtung. Die paarweise, gekreuzte Anordnung der Schrauben verlangt eine etwas höhere Schraubenanzahl bei gleicher vertikal anzuschliessender Kraft; sie erlaubt aber mit vergleichbarem Aufwand eine steifere und auch auf Abscheren sehr effiziente Verbindung auszubilden. Auch in diesem Fall bildet die geschraubte Verbindung eine kontinuierliche Naht zwischen den BSP-Elementen.



**Abb. 5.7:** Verbindung zur Aufhängung der unteren Decke am Wandträger - vertikale Schnittebene  
 a) einseitige und wenig geeignete Verbindung mit Winkelblech, Nägel/Schrauben und Stahlschrauben  
 b) Verbindung mit gekreuzten Vollgewindeschrauben  
     b1) Längsschnitt parallel zum Wandträger: gekreuzte Schrauben  
     b2) Längsschnitt parallel zum Wandträger: vertikale Schrauben  
 c) Verbindung mit eingeklebten Gewindestangen

Die übliche Ausführung von Seitenwänden sieht die geschossweise Herstellung der Konstruktion vor. Die in Abb. 5.8 dargestellte Wand besteht also in der Regel aus zwei Teilen und beim Geschossübergang wird die BSP-Decke zwischen den zwei Wandelementen eingelegt. Neben den horizontalen Schubkräften muss in dieser Verbindung, sowie in der Verbindung der unteren Wand mit der Fundation oder mit der darunter liegenden Konstruktion, eine Verankerung mit ausreichender Festigkeit gewährleistet werden.



*Abb. 5.8: Übergang Wand-Decke-Wand mit auf der unteren Wand aufgelegter Decke*

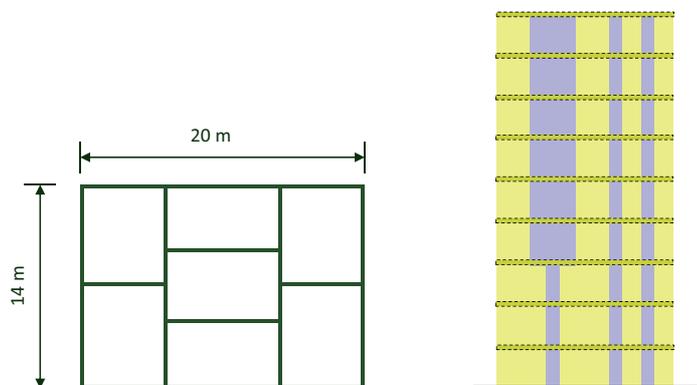
Die Größe der Zugkräfte der Verankerungen dürfen nicht unterschätzt werden. Auch bei dieser Verbindung kann die Frage nach einer konzentrierten Verankerung der Zugkraft gestellt werden. Neben der absoluten Größe der Kräfte, die der Einsatz von mehreren Verbindern dieser Art und auf jeden Fall eine symmetrische Anordnung verlangen würde, stellt sich die Frage nach einem möglichst direkten und kontinuierlichen Kraftfluss und nach einer Einleitung der Kräfte in die BSP-Elemente, die der Flächentragwirkung des Materials Rechnung trägt. Darüber hinaus ist auch bei diesen Anschlüssen immer auch die Übertragung einer horizontalen Scherkraft zu gewährleisten. Auf diese Verbindungen wird weiter unten eingegangen.

## 6 Die Gesamt-Tragwirkung von größeren BSP-Tragstrukturen

Die Tragstruktur eines mehrgeschossigen Gebäudes kann vollständig aus BSP Wand- und Deckenelementen ausgebildet werden. Die vom Fundament bis zum obersten Geschoss durchgehenden Wandteile bilden zusammen mit den Decken eine geschlossene, räumliche Tragstruktur. Derartige Gebäude mit einer Gesamthöhe von 10 bis 12 Geschossen dürfen heute als "Stand der Technik" bezeichnet werden. Und dies aus der einfachen und rein technischen Überlegung heraus, dass bei dieser Geschossanzahl und bei den heute in städtischen Gebieten üblichen geometrischen Verhältnissen die maximal entstehenden Kräfte durch BSP-Wände mit einer Dicke bis ca. 250 mm aufgenommen werden können und die erforderlichen Verbindungen und Anschlüsse keine Ausnahmesituationen bewirken. Die Gebäudehöhe entspricht dabei ca. 30 bis 35 m.

Aus konstruktiven, aber auch aus wirtschaftlichen und logistischen Überlegungen werden die Wandelemente jeweils mit der Geschosshöhe hergestellt und transportiert. Bei jeder Geschossdecke sind die Wände also unterbrochen und müssen gestoßen werden. Wenn ein derartiges Gebäude sich dazu in einem Erdbebengebiet befindet, dann werden der Entwurf des Tragwerkes, die Gestaltung der Anschlüsse und der Verbindungen, sowie die gesamte Tragwerksanalyse zu einer interessanten und neuartigen Aufgabe.

Die Gültigkeit der Prinzipien der Regelmäßigkeit der Struktur sowohl im Grundriss, als auch in der Höhe, ist bei diesen Gegebenheiten als Grundvoraussetzung zu betrachten. Im Grundriss besteht die Tragstruktur aus mehreren, tragenden Wandebenen in beiden Richtungen. In Abb. 6.1 ist die Geometrie eines solchen Gebäudes schematisch dargestellt; der rechteckige Grundriss weist Abmessungen von 14 x 20 m auf und zeigt 4 tragende Wandebenen in eine, und 3 tragende Wandebenen in die andere Richtung auf. Diese Abmessungen ergeben Spannweiten für die Decken, welche mit Dicken unter 240 mm überbrückt werden können. Die Wände sind durch Öffnungen unterbrochen, so dass sie nicht als Einzelscheiben über die Grundrisslänge des Gebäudes betrachtet werden dürfen, sondern als eine Reihe von kürzeren, über die gesamte Höhe durchgehenden Wände betrachtet werden müssen. Es ist von besonderer Bedeutung, dass die tragenden Wandelemente die Kontinuität der Tragstruktur ununterbrochen über die ganze Gebäudehöhe gewähren. So wird auch die vertikale Regelmäßigkeit der Tragstruktur - und des Kraftflusses - sichergestellt. Öffnungen über eine ganze Geschosshöhe unterbrechen die Kontinuität der vertikalen, tragenden Wand; die Wand gilt dann prinzipiell nur unterhalb der Öffnung als aussteifendes Element. Die Betrachtung der Ansicht der einzelnen Wandebenen zeigt, wie diese dann aus mehreren Wandstreifen bestehen, die nach oben hin schmaler werden.



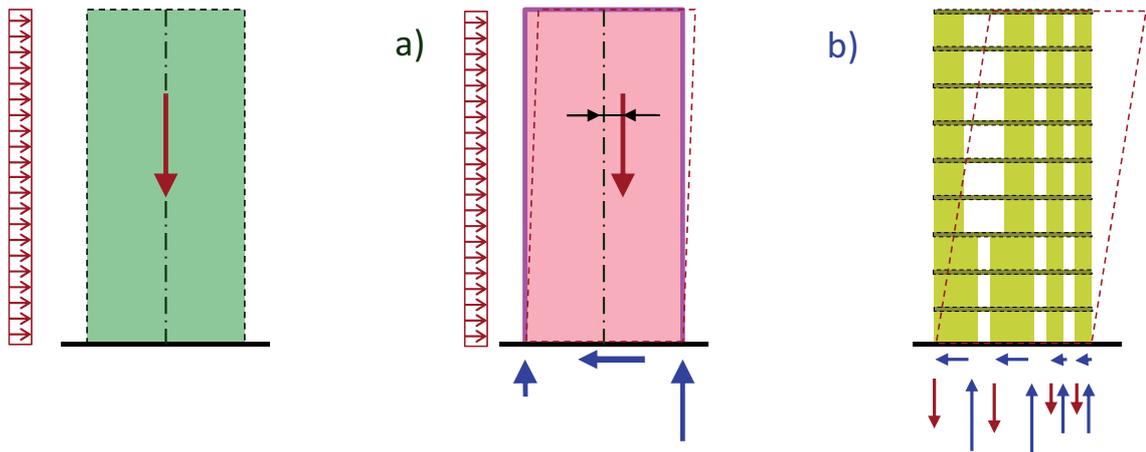
**Abb. 6.1:** Grundriss und schematische Ansicht einer Wandebene eines neugeschossigen Gebäudes

Die Abtragung der vertikalen Kräfte erfolgt über die Decken und dann über die vertikalen Wände, die eine abnehmende Dicke von unten nach oben aufweisen: die Wanddicken variieren somit von 120 mm für das Dachgeschoss, bis 200 mm für das Erdgeschoss einer neungeschossigen Konstruktion. Es ist anzumerken, dass diese Aussagen dann gelten, wenn die vertikalen Lasten auf ausreichende Wandebenen verteilt werden können und wenn die Verteilung der vertikalen Lasten auf sämtliche vertikale Wandebenen stattfinden kann.

Von besonderem Interesse bei derartigen Konstruktionen ist das Tragverhalten bei horizontaler Belastung, wie Wind und Erdbeben. Die maximale, horizontale Last aus der Windbeanspruchung wird mit dem dazugehörigen Anteil an ständigen Lasten kombiniert. Daraus kann das Gesamteinspannmoment im Fundament bestimmt werden. Diese Betrachtung zeigt, dass die durch die Windlast verursachte Exzentrizität der Vertikallast aus dem Gewicht des Gebäudes sehr gering ist und bei einer steifen, räumlichen Konstruktion zu keiner Zugkraft in den Wandelementen und in den dazu gehörigen Verbindungen führen würde (Abb. 6.2). Dies entspricht auch der Wirklichkeit, wenn die Gebäudestruktur aus steif untereinander verbundenen Scheiben- und Plattenelementen besteht, wie bei ähnlichen Gebäuden aus Beton und Backstein der Fall ist. In Wirklichkeit besteht aber die Tragstruktur eines mehrgeschossigen Holzgebäudes aus einer Vielzahl von BSP-Flächen, die vorerst lediglich aufeinander gelegt sind und erst durch die Wirkung der dazwischen befindlichen Verbindungsmittel zu einer wirksamen, räumlichen Tragstruktur werden. Die Verbindungen können nicht als unendlich steif vorausgesetzt, sondern müssen als elastisch und nachgiebig angenommen werden, wie bereits dargestellt wurde. Die tragenden Flächen aus BSP weisen absolute Abmessungen auf, die im Vergleich zu den gesamten Gebäudeabmessungen relativ gering sind: Wände und Decken bestehen aus Streifen mit variablen Längen und mit Streifenbreiten, welche gewöhnlich nie eine Geschosshöhe, also 2,5 bis 3 m, überschreiten. Die Betrachtung der Einwirkung der horizontalen Lasten auf die gesamte Tragstruktur als nachgiebiger Verbund von einzelnen Wand- und Deckenstreifen, führt zu einem ganz anderen Ergebnis: die räumliche Tragstruktur besteht aus dem nachgiebigem Verbund von mehreren Tragelementen, zu denen in gleicher Weise sowohl die BSP-Elemente als auch die Verbindungen zählen. Anders ausgedrückt, die Verbindungen sind nicht nur punktuelle Einzelemente in der Tragwerksanalyse, sondern sie beeinflussen und bestimmen durch ihr eigenes Tragverhalten die Gesamttragwirkung maßgeblich. Dabei wird der Beitrag der Verbindungen zur gesamten Tragwirkung prinzipiell durch deren Steifigkeit bestimmt: je höher die Steifigkeit der Verbindungen, umso effizienter wird das dreidimensionale Tragsystem des Gebäudes sein, umso geringer werden die Anschlusskräfte jedes einzelnen Wandstreifens sein. Umgekehrt, je geringer die Steifigkeit der Verbindungen, umso geringer wird die Verbundwirkung zwischen den einzelnen BSP-Elementen der gesamten Tragstruktur sein. Eine Grenzfallbetrachtung ist schwer vorstellbar, da sehr ‚weiche‘ Verbindungen dazu führen würden, dass die Gesamttragwirkung fehlen würde. Eine reine Bemessung der Verbindungen aufgrund der erforderlichen Tragfähigkeit - d.h. nur aufgrund der Verbindungskräfte - kann zu sehr geringen Steifigkeiten der Verbindungen führen. Dieses Verfahren wird zur Bemessung von Gebäuden mit geringer Anzahl an Geschossen häufig eingesetzt.

Auf das in Abb. 6.1 dargestellte Gebäude umgesetzt, führt diese Betrachtung zum Ergebnis, welches in Abb. 6.2 gezeigt ist. Die aus den Windlasten verursachten Exzentrizitäten der vertikalen Lasten ergeben eine gesamte Tragwirkung, die als Aufteilung des Einspannmomentes am Fusspunkt der Konstruktion auf die Einzelwandelemente betrachtet werden kann, mit der Entstehung von Zug-Verankerungskräften, die auch sehr groß sein können und bei jedem Wandelement entstehen. Unter der Annahme, dass die vertikalen Wandstreifen ähnliche Steifigkeiten untereinander aufweisen, können die Auflagerkräfte an den Fusspunkten der einzelnen Wandstreifen grob so bestimmt werden, wie im Beispiel aus dem Kapitel 2 beschrieben wurde.

Die Grenzen einer solchen Betrachtung sind aber schnell erreicht, wenn die absolute Grösse der Tragstruktur 5 bis 6 Geschosse übersteigt, oder wenn die Regelmäßigkeit der Tragstruktur nicht vollständig ist, oder wenn eine vertiefte Analyse des Erdbebenfalles erforderlich ist. Es sei noch hinzugefügt, dass im, in Abb. 6.2 dargestellten Beispiel eine derartige Grenzwertbetrachtung zu einer massiven Überschätzung der auftretenden Beanspruchungen führen würde.



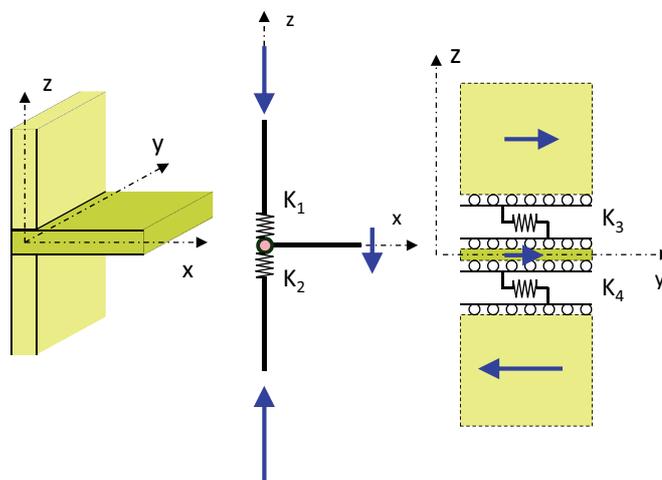
**Abb. 6.2:** a) steife, räumliche Struktur - b) getrennte Wandstreifen

Die effektive räumliche Tragwirkung der gesamten Struktur befindet sich zwischen den zwei in der Abb. 6.2 dargestellten Extremfällen und hängt direkt von der Wirkung der Verbindungen ab und ist eindeutig eher als Fall b) darzustellen. Dabei gilt die Steifigkeit der Verbindungen als Hauptparameter; anders ausgedrückt: die Beanspruchungen in den verschiedenen Elementen der Struktur sind direkt von der Steifigkeit der Verbindungen abhängig und die einfache Bemessung der Verbindungen auf der Basis der entstehenden Kräfte und des Nachweises der Tragfähigkeit kann nicht als einzelnes Bemessungskriterium gelten. Die Steifigkeit der Verbindungen wird somit zum zentralen Bestandteil der Analyse der Tragsysteme und zur Bemessung der gesamten Konstruktion. Die zuvor bereits dargestellten Bemerkungen zur Genauigkeit der diesbezüglich vorhandenen Angaben stellen die Frage nach der Genauigkeit und nach der Zuverlässigkeit der Modellierung und der sich daraus ergebenden Ergebnisse.

Der praktische Entwurf der Tragstruktur und deren Bemessung können bei derartigen Konstruktionen mit der Festlegung von einigen Grundtypen von Verbindungen beginnen, die im Hinblick auf die erwarteten Kräfte und auf die Abmessungen der Wandelemente zweckmässig erscheinen. Die Größe der anzuschließenden Kräfte und die Anforderung, einen möglichst kontinuierlichen Kraftfluss zu gewährleisten, aber insbesondere die Anforderung auch bei der Steifigkeit der gesamten Tragstruktur Diskontinuitäten und Unregelmäßigkeiten zu vermeiden, sollte zu gleichmäßig ausgebildeten und über die Gesamtlänge der Stoßfugen verteilten Verbindungen führen. Eine Abstufung der Verbindungen erfolgt sowohl entlang der Stoßfugen als auch über die Geschosshöhe; zudem müssen die Verbindungen an die unterschiedlichen Dicken der Wandelemente angepasst werden, die abnehmend bei zunehmender Gebäudehöhe gewählt werden können.

Die Tragwerksanalyse und insbesondere die vertiefte Analyse des Lastfalles Erdbeben setzen die Modellierung sämtlicher Elemente der Tragstruktur voraus. Das numerische Modell zur Tragwerksanalyse wird dreidimensional anhand von Flächenelementen aufgebaut; es muss aber auch das elastische Tragverhalten der Verbindungen erfassen und berücksichtigen können.

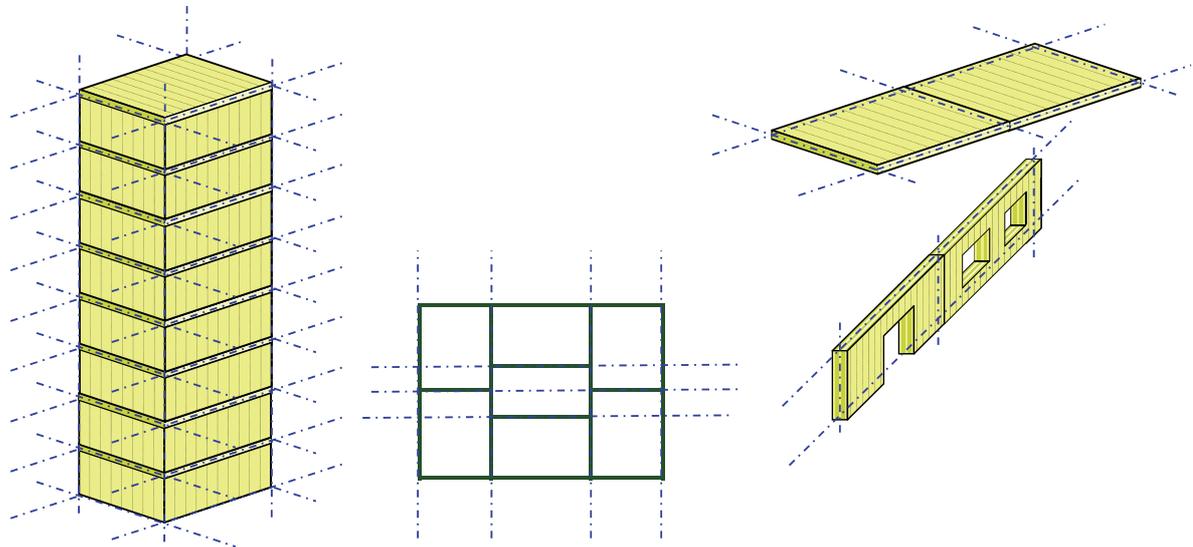
Um die Gesamttragwirkung nicht unnötig zu schwächen, ist es sinnvoll, die Anzahl der Verbindungslinien in den Wand- und Deckenebenen zu beschränken, indem von Anfang an die Transport- und Montagebedingungen gedacht wird: innerhalb der sich daraus ergebenden Grenzen sollten bei derartigen Objekten die maximal möglichen Abmessungen der einzelnen BSP-Elemente angestrebt werden. Abb. 6.3 zeigt die schematische Darstellung eines Wand-Decke-Wand-Stoßes mit den dazugehörigen elastischen Verbindungselementen, so wie diese in die Modellierung eingeführt werden können und müssen. Die Verbindungslinien zwischen den durch die BSP-Elemente gebildeten Ebenen können als gelenkig angenommen werden (Rotation um die Achse der Verbindungslinie); sie müssen aber die Übertragung der Kräfte in allen Richtungen erlauben und durch die Steifigkeit der weiteren Verbindungsrichtungen beschrieben werden.



**Abb. 6.3:** Tragmodell zur Verbindung Wand-Decke-Wand

Es muss dabei beachtet werden, dass dieses elastische Modell der Verbindung keine punktuelle Seltenheit im Modell des gesamten Tragsystems darstellt: bei jeder Verbindungslinie zwischen zwei BSP-Elementen müssen die entsprechenden Steifigkeitskennzahlen eingefügt werden.

Die besten, heute verfügbaren Softwarepakete zur Tragwerksanalyse erlauben den Aufbau derartiger Modelle und können diese numerisch und rechnerisch bewältigen. Sie sind aber in der Regel nicht speziell dazu entwickelt worden, so dass eine gewisse Vorsicht geboten ist.



**Abb. 6.4:** *Verbindungslinien in der Gesamtstruktur des Gebäudes*

In Abb. 6.4 sind die im Gesamttragwerk entstehenden Verbindungslinien dargestellt. Dazu müssen auch die herstellungs- und montagebedingten Stöße mehrerer BSP-Elemente innerhalb der gleichen Wand oder Decke betrachtet werden.

Um die Analyse durchsichtig zu behalten, aber auch um die Empfindlichkeit des Gesamtsystems auf die wesentlichen Parameter der Verbindungen abschätzen zu können, empfiehlt es sich, die berechneten Kennwerte der Steifigkeit der Verbindungen als Parameter zu betrachten. Diese Kennwerte können somit über einen Bereich variieren, welcher die Steifigkeitswerte aller eingesetzten Verbindungen abdeckt; es geht aber auch darum, die allfälligen Variationen aus den bei der Modellierung der Tragstruktur noch nicht definitiv bestimmten - oder von der Ausführungsplanung abhängigen - Elemente zu betrachten. Darüber hinaus sollte die Genauigkeit der heute verfügbaren Steifigkeitswerte der Verbindungen für derartige Betrachtungen nicht überschätzt werden. Als Basis für den Sicherheitsnachweis der Tragelemente ist somit die Berücksichtigung der Extremwerte aus dieser Variation anzunehmen. Die Analyse des Erdbebenfalls hat dann unter den gleichen Annahmen, d.h. an mehreren Systemvarianten mit jeweils unterschiedlichen Steifigkeiten der Verbindungen zu erfolgen.

## **7 Anschlüsse und Verbindungen für anspruchsvolle BSP-Konstruktionen**

Verbindungen von BSP-Elementen werden bereits täglich erfolgreich und in großer Anzahl umgesetzt. Dabei werden in der Regel einfache, bekannte Verbindungsmittel und Verbindungssysteme des Holzbaus eingesetzt. Häufig werden punktförmige Verbinder eingesetzt und somit auf einen kontinuierlichen Kraftfluss und auf die oben erwähnte Nahtwirkung der Verbindung verzichtet. Darüber hinaus werden häufig die Verbinder nur einseitig angeordnet und die daraus entstehende Exzentrizität wird dementsprechend - teilweise stillschweigend - in Kauf genommen. Dies alles kann durchaus als korrekt und den Anforderungen entsprechend betrachtet werden, solange die effektive Leistung der angeschlossenen BSP-Elemente weit höher ist als die erforderliche Leistung der Verbindung, oder solange die Aufgabe der Verbindung primär darin liegt, eine bestimmte, relativ geringe Kraft von einem BSP-Element zum anderen zu übertragen. Wenn die Anschlusskräfte jedoch die gleiche Größenordnung wie die Traglast der angeschlossenen BSP-Elemente aufweisen, oder wenn die Verbindungen nicht nur eine bestimmte Tragfähigkeit aufweisen müssen, sondern auch und insbesondere durch ihre Steifigkeit die Entstehung der gesamten Tragstruktur erst ermöglichen, dann sind möglicherweise andere Entwurfsgrundlagen für die Verbindungen erforderlich.

Die nachfolgenden Verbindungsprinzipien sollen keine definitive Betrachtung oder Lösung darstellen. Es scheint aber wichtig und zweckmässig, an dieser Stelle einige Hinweise darüber zu geben, wie die Verbindungen von BSP-Elementen bei anspruchsvollen Tragwerken ausgeführt werden können und in der Praxis bereits im Einsatz stehen. Dabei geht es darum, Verbindungen einzusetzen, die bei Ingenieurtragwerken folgende Anforderungen erfüllen können:

- Kräfte einleiten, die die Ausnutzung der angeschlossenen BSP-Elemente weitgehend ermöglichen; dies kann sowohl im Fall von hoher Belastung als auch zur Vermeidung von Schwachstellen in der Tragstruktur erforderlich sein;
- Steifigkeiten aufweisen, die die räumliche Tragwirkung mit Sicherheit ermöglichen; dies könnte bei größeren, mehrgeschossigen Tragstrukturen als Bemessungskriterium Steifigkeit dargestellt werden;
- ein möglichst ungestörter und kontinuierlicher Kraftfluss zwischen den anzuschließenden BSP-Elementen gewährleisten; dies soll vermeiden, dass große Kräfte punktförmig eingeleitet werden und somit Schwachstellen und Diskontinuitäten entstehen.

Die in einer Gebäudetragestruktur aus BSP am häufigsten vorkommende Verbindung entsteht im Übergang Wand-Decke-Wand. Die Wand wird am meisten unterbrochen und die Deckenelemente befinden sich zwischen den zwei Wandteilen: damit wird die Montage wesentlich vereinfacht und die Druckkräfte können zentrisch und über Kontaktdruck übertragen werden. Auf die Besonderheiten der Übertragung der Druckkräfte wird hier nicht weiter eingegangen; es wird lediglich daran erinnert, dass diese Art der Kraftübertragung in der Regel auch bei extrem großen Druckkräften keine Schwierigkeiten bietet, weil einerseits die Querdruckfestigkeit und -steifigkeit von BSP Elementen höher sind als bei massivem oder verleimtem Holz, andererseits die zur Verfügung stehende Kontaktfläche bei BSP-Elementen ausreichend groß ist.

In Abb. 7.1 ist die Erweiterung der üblichen Anschlussform mit an den Holzteilen genagelten oder geschraubten Blechwinkeln dargestellt. Um eine kontinuierliche Kraftübertragung zu gewährleisten, um eine möglichst hohe Leistung in Bezug auf Festigkeit und Steifigkeit zu erhalten und um einen einfachen Kraftfluss auch in die Blechteile sicher zu stellen, wird die Verbindung symmetrisch und kontinuierlich ausgebildet. Um dies zu erreichen, werden Stahlwinkelprofile beidseitig angeordnet und im Fall einer nicht durchgehenden Decke (Außenwand) wird die externe Verbindung mit gelochten Blechen ausgeführt. In der Abbildung wird die Verbindung schematisch dargestellt; dazu werden die Festigkeits- und Steifigkeitswerte des Anschlusses auf eine Wandlänge von 1 m bezogen, angegeben. Es werden die Bemessungswerte für die Übertragung von horizontalen Schubkräften, sowie für die vertikalen Zug- und Druckkräfte angegeben. Die Druckwerte beziehen sich auf die Kraftübertragung über Kontaktdruck und sind von den Wanddicken - und von den getroffenen Rechenannahmen abhängig. Sämtliche Kennwerte sind als Bemessungswerte der Tragfähigkeit bzw. der Steifigkeit angegeben und beziehen sich auf die konkrete Ausarbeitung von mehreren Objekten. Sie sollen an dieser Stelle den Vergleich der verschiedenen Verbindungen erlauben.

Auf eine Übertragung von Zugkräften wird bei dieser Lösung verzichtet, weil bei der symmetrischen Lösung diese Beanspruchung zu einer Querkzugbeanspruchung der BSP-Deckenelemente führt.

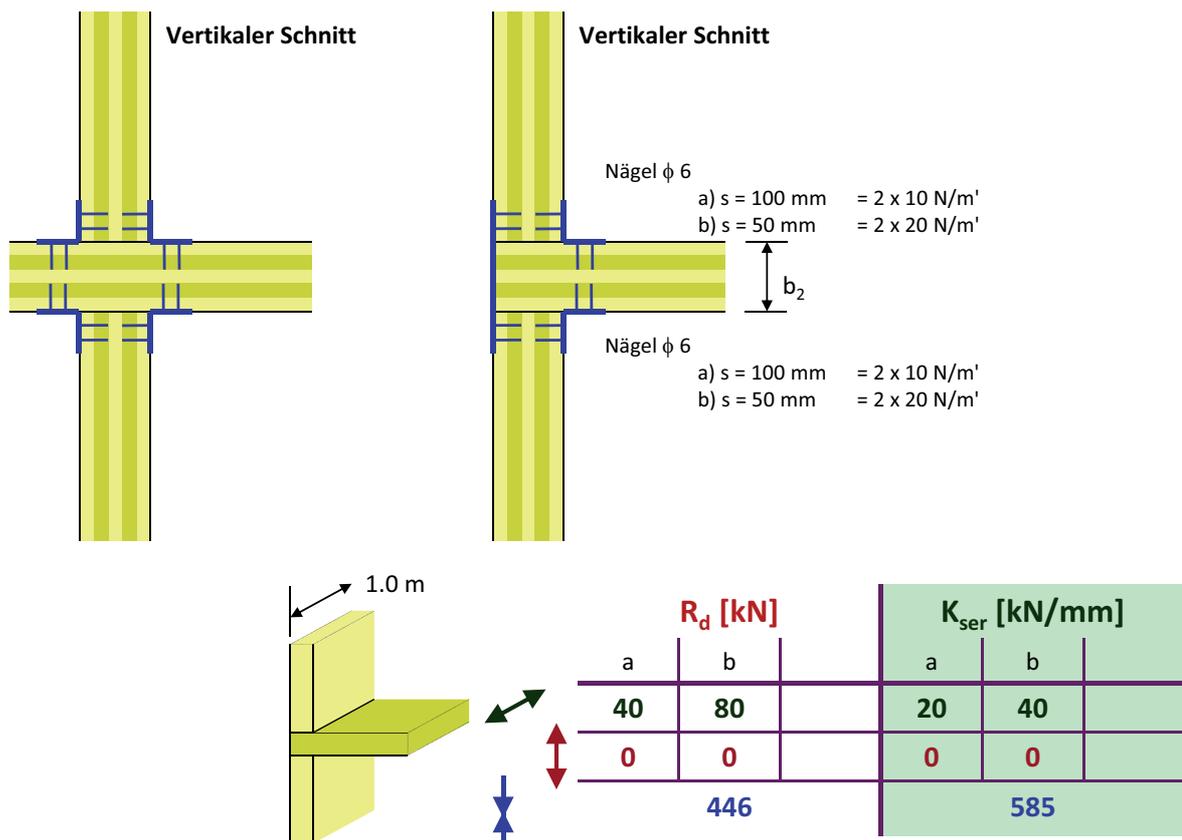


Abb. 7.1: Verbindung Wand-Decke-Wand mit Blechwinkel-Profilen und Nägeln

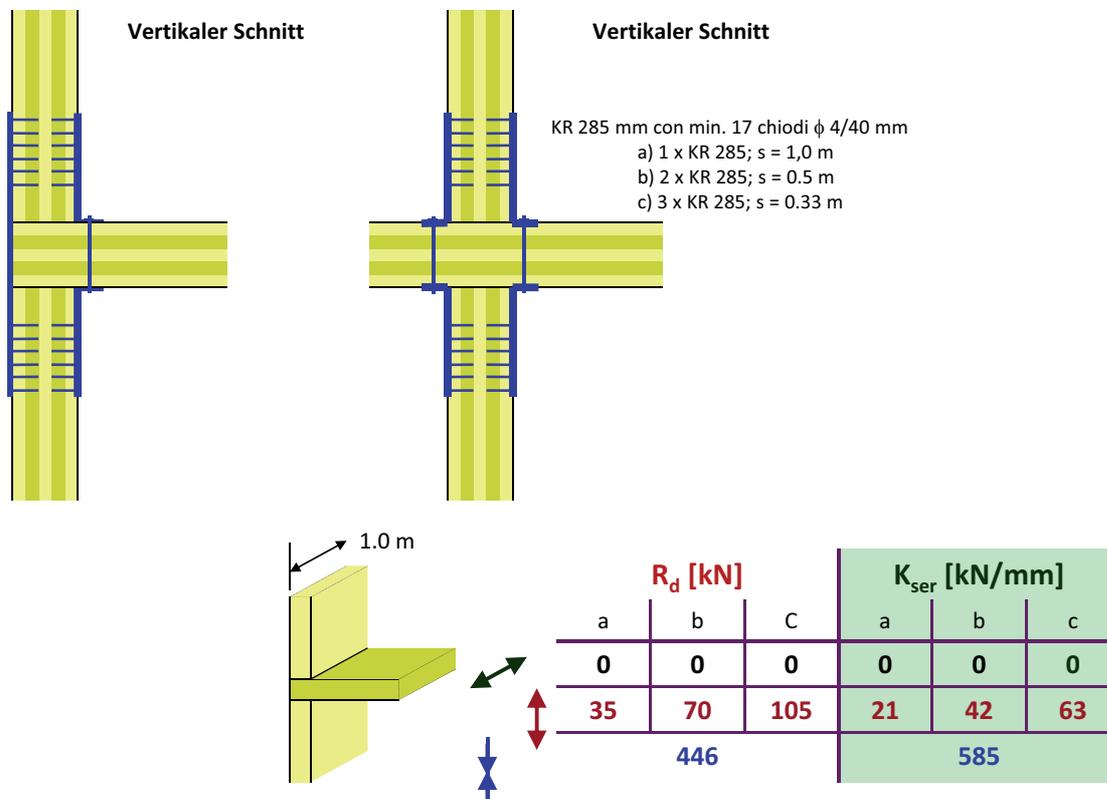


Abb. 7.2: Verbindung Wand-Decke-Wand mit „hold-down“-Verbindern

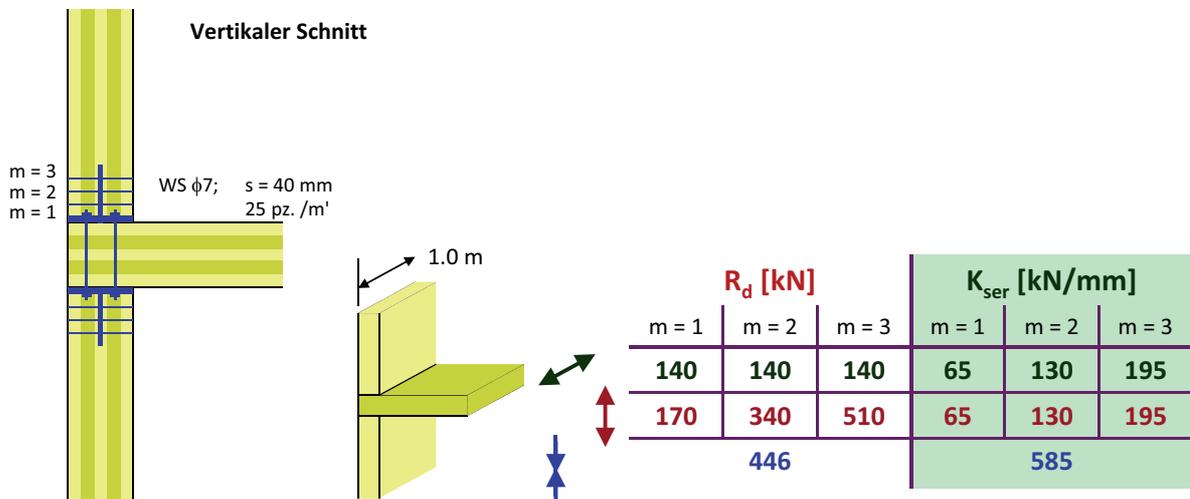
In Abb. 7.2 ist die Verbindung mit dem bereits erwähnten „Hold-down“-Verbinder dargestellt. Auch in diesem Fall ist die Verbindung symmetrisch ausgebildet worden.

Die angegebenen Werte beziehen sich auf die Anordnung von jeweils 2 x 1, 2 x 2 und 2 x 3 "Schwerlastverbinder". Diese Verbindung wird üblicherweise beim BSP-Hausbau mit der Verbindung aus Abb. 7.1 kombiniert eingesetzt, damit sowohl Horizontal- als auch Zugkräfte in den Wandrandbereichen übertragen werden können.

Dass die Leistung dieser Anschlüsse relativ bescheiden ist und diese insbesondere eine geringe Steifigkeit aufweisen, kann aus den angegeben Zahlen rasch erkannt werden. Die zahlenmäßigen Steifigkeitswerte geben an, bei welcher Kraft eine Anschlussverformung von 1 mm entsteht.

Bei den, in den oberen Kapiteln gezeigten Beispielen sind die anzuschliessenden Kräfte wesentlich höher, so dass andere und leistungsfähigere Verbindungssysteme eingesetzt werden mussten.

In Abb. 7.3 ist eine Schwerlastverbindung für diesen Wand-Decke-Wand-Anschluss dargestellt. Dabei wird die Krafteinleitung mittels Stahllaschen und Stabdübeln in die BSP-Elemente bewerkstelligt. Die Übertragung der Zug- und Scherkräfte über die Zwischendecke erfolgt mit Stahlschrauben, die gleichzeitig als Stabdübel in der Decke wirken. In der Abbildung ist die normale Ausbildung für Schwerlastanschlüsse bei mehrgeschossigen Gebäuden dargestellt, wo nur ein Stahlblech zum Einsatz kommt. Bei der Verwendung von zwei Stahlblechen können bei entsprechenden Wanddicken Zugkräfte bis ca. 1000 kN/m übertragen werden.



**Abb. 7.3:** Leistungsfähige Verbindung Wand-Decke-Wand mit Stabdübel

Diese Lösung eignet sich gut auch an der Fußkante der Holzkonstruktion, um den Übergang und die Verankerung in die Fundamente auszubilden. In der praktischen Ausbildung kann die Anzahl und der Abstand der Stabdübel und der Schrauben dem Verlauf der Beanspruchung angepasst werden, indem im zentralen Bereich des Wandelementes eine geringe Anzahl an Verbindungsmitteln angeordnet wird. Es soll aber darauf geachtet werden, dass dabei die Steifigkeit der Anschlüsse nicht zu stark verringert wird und insbesondere dass keine zu starke Variationen der Verbindungssteifigkeit entlang der Verbindungslinie entstehen.

Die Montage der Tragstruktur muss in der Art erfolgen, dass die Deckenelemente vorerst mit den Stahlteilen verbunden werden (Abb. 7.4). Dabei müssen die Stahlprofile nicht über die gesamte Verbindungslänge ununterbrochen durchgehen, d.h. die Stahlprofile können die gleichen - oder auch geringere - Abmessungen der Deckenelemente aufweisen. Die Wandelemente müssen im Werk mit den Aussparungen für die aus der Decke ausstehenden Schrauben und mit den Schlitz für die Bleche versehen werden. Als Stabdübel werden am besten selbstbohrende Stabdübel eingesetzt, die direkt auf der Baustelle ohne vorherige Bohrung - weder des Stahlbleches noch der BSP-Wände - eingebaut werden können. Auf diese Art und Weise können auch die allfälligen Herstellungs- und Montagetoleranzen direkt und problemlos überbrückt werden.

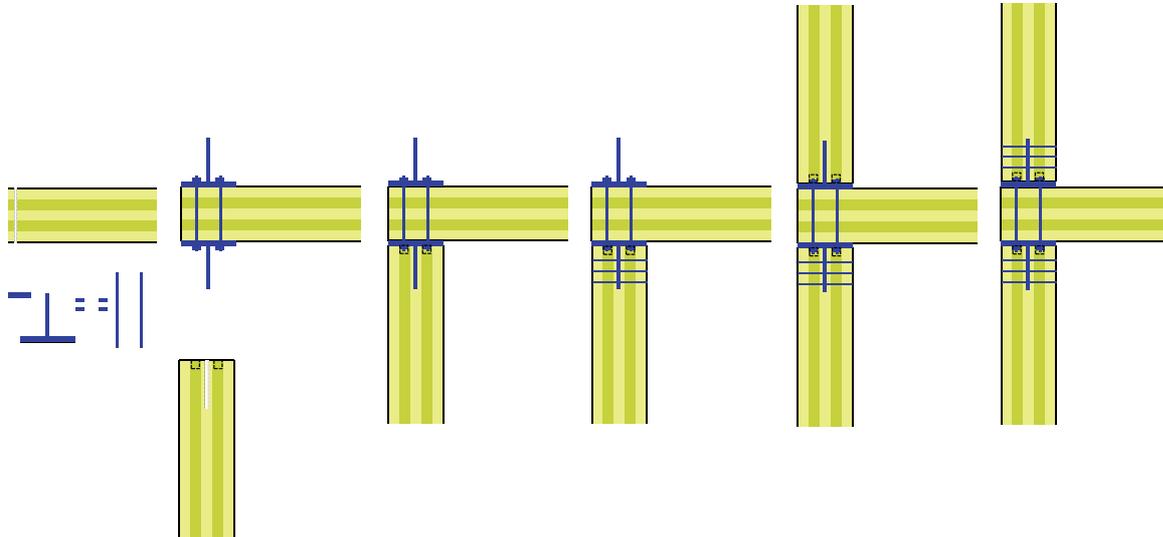


Abb. 7.4: Prinzip der Montage

Wenn die Anschlusskräfte geringer sind, dann können auch einfachere Verbindungen die oben erwähnten Anforderungen erfüllen. Insbesondere interessant sind die bereits erwähnten Verbindungen mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben zu nennen. Dabei kann die Verschraubung direkt auf der Baustelle und ohne Vorarbeiten an den BSP-Elementen erfolgen. Es sei nebenbei erwähnt, dass bei ausreichender Schraubenlänge, und insbesondere bei geneigten Schrauben, eine in der Länge begrenzte Vorbohrung die Montagearbeiten wesentlich vereinfachen und die Fehlerrate bei der Montage drastisch reduzieren kann.

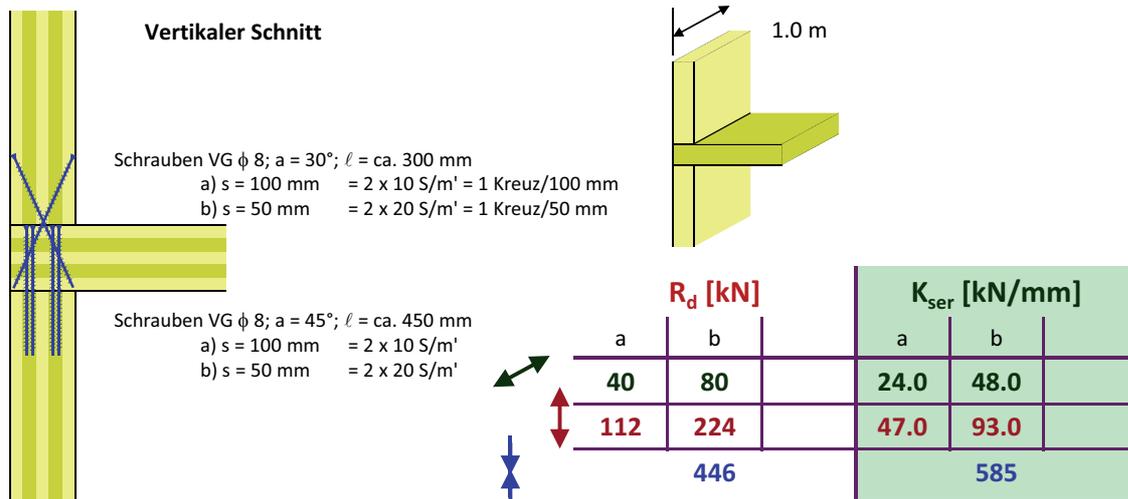
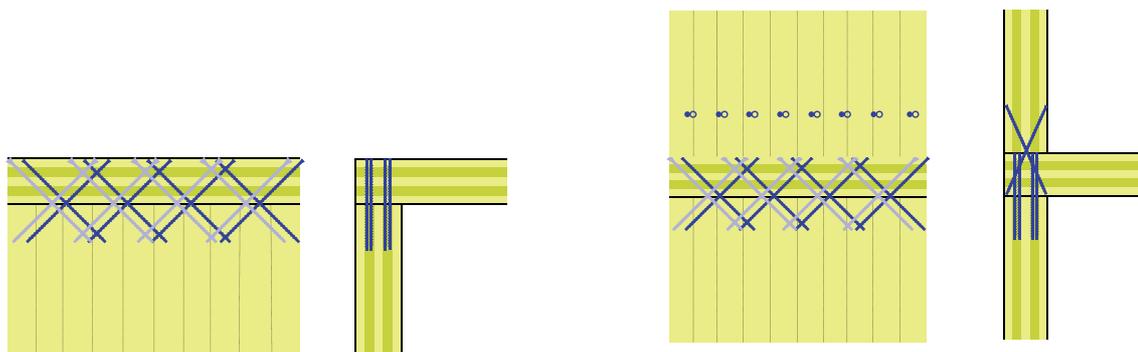


Abb. 7.5: Kontinuierliche Verbindung Wand-Decke-Wand mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben

Die in Abb. 7.5 dargestellte Verbindung wird so hergestellt, dass vorerst die Decke auf die Wand gelegt wird.

Dann können die Schrauben zur Verbindung zwischen den Decken und der unteren Wand eingedreht werden (Abb. 7.6); diese Schrauben werden mit einer Neigung von  $45^\circ$ , paarweise gekreuzt in einer oder zwei Ebenen, die parallel zur Wand sind, eingedreht. Die obere Wand kann jetzt positioniert werden und die Schrauben zur Verbindung zwischen oberer Wand und Decke können eingedreht werden (Abb. 7.6 rechts).



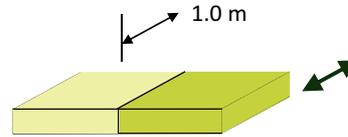
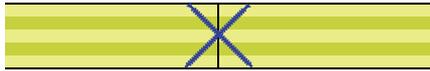
**Abb. 7.6:** Ansicht und Querschnitt der Verbindung aus Abb. 7.5 - links: Montageetappe ohne obere Wand

Diese werden, je nach Dicken der Wand und der der Decke, mit einer Neigung zwischen  $60^\circ$  und  $45^\circ$  angeordnet. Es entsteht somit eine Verbindung, die sowohl horizontale Schubkräfte als auch vertikale Zugkräfte übertragen kann. Die Druckkräfte werden weiterhin über Kontaktdruck übertragen. Obwohl diese Lösung nicht die gleiche Leistung des Anschlusses mit Stabdübeln und eingeschlitzten Stahllaschen aufweist, können relativ große Kräfte bei entsprechenden Steifigkeiten erreicht werden. Bei größerer Anzahl der Geschosse können zum Beispiel mit den Stabdübeln die Anschlüsse an den Fundamenten und bei den ersten, unteren Geschossen hergestellt werden, während bei den höheren Geschossen die Ausführung mit den Vollgewindeschrauben ausreichende Festigkeit und Steifigkeit bei einfacher Herstellung bietet. Insbesondere bei den auf Erdbebenrisiko exponierten Konstruktionen sollte innerhalb desselben Geschosses bei Möglichkeit die gleiche Verbindungsart eingesetzt werden. Bei den nicht auf Erdbeben zu gestaltenden Konstruktionen - bei geringster oder keiner Erdbebengefahr - und insbesondere bei im Grundriss nicht regelmäßigen Tragstrukturen, kann die Auswahl der einzusetzenden Verbindungen von der Höhe und der Art der Beanspruchung der Wandsegmente abhängig gemacht werden.

Als Abschluss zu dieser kurzen Diskussion der Verbindungen für anspruchsvolle BSP-Tragstrukturen soll noch auf die Eckverbindungen der Wände und auf die Verbindungen in der Ebene eines BSP-Decken- oder Wandelementes hingewiesen werden. In Hinblick auf die gesamte Tragwirkung sind diese Verbindungen gleich bedeutend wie die eben beschriebenen Wand-Decke-Wand-Verbindungen: die relativ hohe Anzahl derartiger Stöße stellt nämlich die gleichen Anforderungen an ausreichende Festigkeit, Steifigkeit und Kontinuität des Kraftflusses. Dabei geht es prinzipiell um die Übertragung von Scherkräften in der Kantenlinie der Verbindung. Sämtliche dargestellten Verbindungen können in Zusammenhang mit der Rotationsfähigkeit um die eigene Achse (gemeinsame Kante der untereinander verbundenen BSP-Elementen) als gelenkig angenommen werden; die Scheibenwirkung sämtlicher Decken und Wände bleibt erhalten und gewährleistet.

**Querschnitt Decke-Decke**

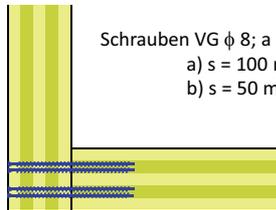
Schrauben VG  $\phi$  8;  $a = \text{ca. } 35^\circ$ ;  $\ell = \text{ca. } 280 \text{ mm}$   
 a)  $s = 100 \text{ mm} = 2 \times 10 \text{ S/m}^1 = 1 \text{ Kreuz}/100 \text{ mm}$   
 b)  $s = 50 \text{ mm} = 2 \times 20 \text{ S/m}^1 = 1 \text{ Kreuz}/50 \text{ mm}$



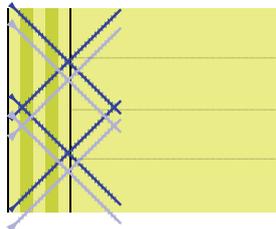
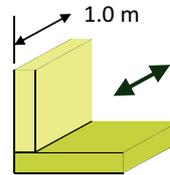
$R_d$ [kN]		$K_{ser}$ [kN/mm]	
a	b	a	b
40	80	24	48

Abb. 7.7: Verbindung in der Ebene mit VG-Schrauben

**Eckenanschluss Wand-Wand - horizontaler Schnitt**



Schrauben VG  $\phi$  8;  $a = 45^\circ$ ;  $\ell = \text{ca. } 450 \text{ mm}$   
 a)  $s = 100 \text{ mm} = 2 \times 10 \text{ S/m}^1$   
 b)  $s = 50 \text{ mm} = 2 \times 20 \text{ S/m}^1$



Seitenansicht

$R_d$ [kN]		$K_{ser}$ [kN/mm]	
a	b	a	b
127	254	102	204

Abb. 7.8: Verbindung in der Ecke Wand-Wand mit VG-Schrauben

## 8 Konzeption und Bemessung von BSP-Tragstrukturen

BSP kann eine interessante Lösung insbesondere auch bei sehr anspruchsvollen Tragwerken sein. Dem Tragwerksplaner stellt sich die Aufgabe der Konzeption, des konstruktiven Entwurfes und der rechnerischen Erfassung zur Führung der erforderlichen Nachweise.

Die oben dargestellten Aspekte der Tragwirkung stellen nicht den heutigen Normalfall dar, sondern sind noch als Besonderheiten anzusehen, die nur bei speziellen Objekten benötigt werden. Diese Spezialitäten sind in der Tragstruktur zu finden und können in vielen Kategorien unterteilt werden:

- BSP-Elemente werden als flächenförmige Haupttragelemente eingesetzt, um aus Holz dreidimensionale Tragwerke zu erzeugen: dem Holzbau stand bis zur Entwicklung von BSP kein wirklich passendes Material dazu zur Verfügung;
- BSP-Elemente werden im mehrgeschossigen Hausbau, oder bei ähnlichen, größeren Konstruktionen des Hochbaus, eingesetzt: die räumliche Tragstruktur besteht aus mehreren Wänden, die als effizientes Verbundsystem und weniger als monolithisches System zu betrachten sind;
- die Konstruktion ist zur Abtragung außergewöhnlicher Einwirkungen bestens geeignet: sowohl bei außerordentlich hohen Lasten als auch bei außergewöhnlicher Einwirkungen, wie erhöhte Erdbebengefahr, bieten solche Tragsysteme eine gute Leistung.

Die Auflistung ist vermutlich nicht vollständig; sie zeigt aber möglicherweise die Grenzkriterien zwischen dem normalen - für den Holzbau und für die BSP-Bauweise bereits sehr erfolgreichen - Hausbau und den eigentlichen Ingenieurtragwerken. BSP-Ingenieurtragwerke stellen eindeutig ein Novum dar, da größere Verbundtragsysteme aus elastisch untereinander zusammengestellten, großformatigen Plattenelementen in sonst keiner Bauweise bekannt sind.

BSP bietet sich für diese neuen Tragsysteme an. Die wenigen Beispiele aus diesen Bereichen zeigen eindeutig, dass dieses Material das dazu erforderliche Leistungspotenzial bietet. So zeigen zum Beispiel Holzkonstruktionen - und BSP-Konstruktionen insbesondere - auch im Erdbebenfall ein günstigeres Tragverhalten auf. Und die reduzierten Lasten aus dem geringen Eigengewicht wirken sich positiv auf die ganze Tragstruktur aus.

Die Konzeption und der Entwurf von Ingenieurtragwerken kann - und muss - nach den Regeln der Ingenieurkunst erfolgen. Die Erfassung des dynamischen Verhaltens im Erdbebenfall macht eine detaillierte Analyse des Tragsystems erforderlich. Dafür sind bei anspruchsvollen BSP-Tragstrukturen eine präzise Modellierung der Verbindungen und deren Steifigkeitskennwerte erforderlich. Die Auslegung von Verbindungen mit einer ausreichenden Tragfähigkeit stellt in der Regel kein großes Problem dar, auch bei der Übertragung von, im Vergleich zur Tragfähigkeit der anzuschließenden Elemente großen Kräften. Die Erfassung der Steifigkeit dieser Verbindungen basiert hingegen auf wenigen Grundlagen, die in der Regel für Einzelverbindungen hergeleitet wurden und auf eine größere Anzahl von Verbindungen und Verbindungsmittel umgesetzt werden müssen. Noch wichtiger scheint aber die Tatsache zu sein, dass bei größeren Gebäuden die räumliche Tragwirkung in Anspruch genommen wird.

Insbesondere bei der Verwendung von BSP-Elementen werden räumliche Tragstrukturen aus relativ dünnen Wand- und Deckenelementen ausgebildet, die zu einer räumlichen Tragstruktur nur dann werden, wenn die dazwischen wirkenden Verbindungen eine ausreichende Steifigkeit aufweisen. Die Steifigkeit der Verbindung wird somit zum wesentlichen und primären Bemessungskriterium. Bei diesen Konstruktionen kann zu Recht hinterfragt werden, ob die bei einfacheren Gebäuden des Holzbaus übliche, punktförmige Anordnung der Verbindungen ausreichend und zweckmässig ist; bei dynamischen Beanspruchungen und bei größeren Tragstrukturen dürfte dies kaum der Fall sein.

Bisher liegen noch relativ wenige Erfahrungen auf diesem Gebiet vor. Der erfahrene Ingenieur und Tragwerksplaner kann jedoch in der Regel diese Aspekte rasch erkennen und zumindest die sich daraus ergebenden Fragestellungen korrekt und zielstrebig eingrenzen. Die moderne Holztechnologie kann zweckmässige Verbindungslösungen anbieten und umsetzen. Die pragmatische, ingenieurmäßige Herangehensweise empfiehlt die Bestimmung der jeweils maximal auftretenden Kräfte anhand von einfachen Modellen. Diese führen zwar häufig zu einer Überbemessung der Tragfähigkeit der Verbindungen, aber auch in der Regel zu einer ausreichenden Steifigkeit derselben. Auf die punktuelle Übertragung der Kräfte soll im Zweifelsfall verzichtet werden. Die numerische Erfassung der Steifigkeit der Verbindungen soll im Hinblick auf deren Unsicherheiten betrachtet werden und ggf. in angebrachter Art und Weise verringert oder vergrößert werden, um die Auswirkungen dieser Parameter auf das Gesamtergebnis einzubinden.

## **9 Schlusswort**

Die Bemessung und die Tragwerksanalyse von unüblichen BSP-Konstruktionen und insbesondere die Untersuchung der Ausnahmesituation Erdbeben aus der Sicht des Tragwerksplaners zeigen häufig, dass diese Konstruktionen zu günstigen Ergebnissen führen. Besonders auffällig hat sich die Thematik der Verbindungen erwiesen. Einerseits werden im üblichen und täglichen Holzhausbau punktuelle Verbindungen eingesetzt, die zwar die rechnerisch erfassten Verbindungskräfte übertragen können, aber eine deutlich geringere Tragfähigkeit aufweisen im Vergleich zur Tragfähigkeit der angeschlossenen BSP-Elemente. Dies wird von manchen Fachleuten als mögliche Schwachstelle und als mangelnde Regelmäßigkeit der Tragstruktur angesehen. Dazu zeigt sich deutlich, dass die gesamte Tragwirkung der Konstruktion nur dann entstehen kann, wenn die Verbindungen durch eine ausreichende Steifigkeit und eine sinnvolle Auslegung eine ausreichende Kontinuität - eine kontinuierliche Naht - zwischen den einzelnen BSP-Elementen gewährleisten. Die moderne Holztechnologie kann zweckmäßige Verbindungslösungen anbieten und umsetzen. Damit können die nötigen Erfahrungen mit diesen neuartigen Tragsystemen gesammelt werden und neue, faszinierende - und bisher anderen Baumaterialien überlassenen - Marktsegmente erschlossen werden.





 Fachverband  
der Holzindustrie  
Österreichs

 TU  
Graz

 holz.bau   
forschungs gmbh

 lignum   
study research engineering test center