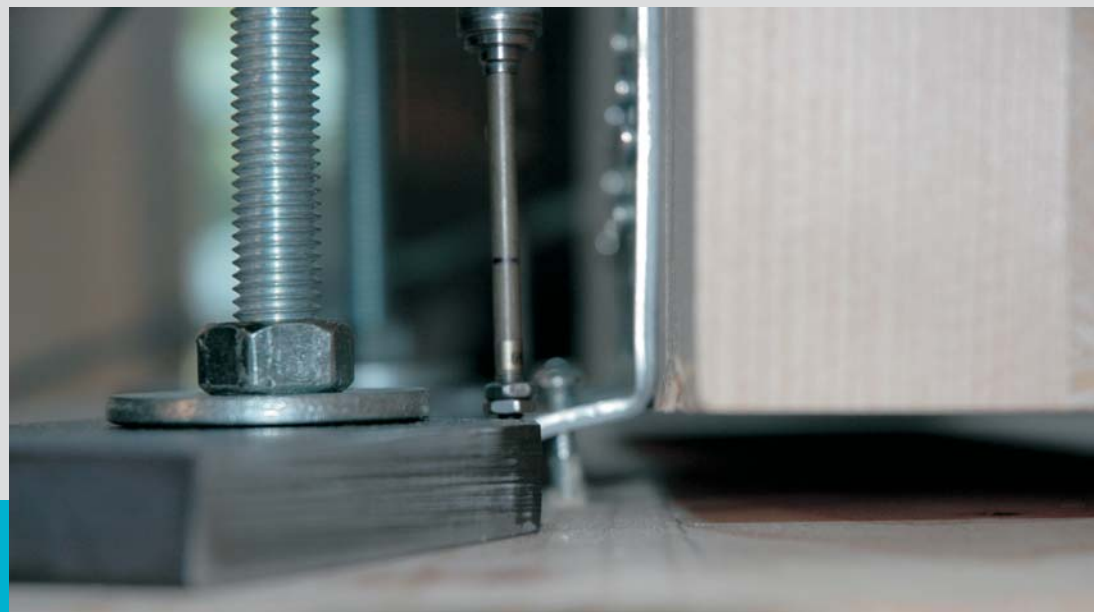


Außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ - Überlegungen zur versuchstechnischen Erfassung der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau

D-4-8/2010



Georg Flatscher
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz

Außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ – Überlegungen zur versuchstechnischen Erfassung der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau

Accidental Action „Earthquake“ – Considerations on Testing of
Joints for Massive Timber Structures

Masterarbeit von
Georg Flatscher, BSc

Eingereicht am
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz

Begutachtung:
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer

Betreuer:
Dipl.-Ing. Manfred Augustin

Graz, Oktober 2010

...meiner Mutter

Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Georg Flatscher

Graz, Oktober 2010

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer, Leiter des Instituts für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz, für die freundliche Aufnahme am Institut vor vier Jahren, die Unterstützung und Förderung meiner Arbeiten am Institut und die kritische Durchsicht und abschließende Begutachtung meiner Masterarbeit herzlich danken.

Ein ganz besonderer Dank gebührt meinem Betreuer, Lehrer, Mentor und Freund DI Manfred Augustin. Seine Bemühungen und Ratschläge, seine Geduld, die vielen langen Diskussionen, die zusammen durchgeführten Projekte und das in mich gesetzte Vertrauen haben meine Zeit am Institut und mein Studium auf eine äußerst positive Weise geprägt. Auch bei der Erstellung dieser Arbeit war er stets für Fragen offen und hat wesentlich zu deren Gelingen beigetragen. Vielen Dank!

Auch meinen Freunden und den Kollegen vom Roten Kreuz sei ein Dank ausgesprochen. Durch sie wird die schöne Studienzeit in Graz für mich sicher unvergesslich bleiben.

Der größte Dank gilt jedoch meiner Mutter Notburga. Erst ihre uneingeschränkte Unterstützung und das in mich gesetzte Vertrauen haben mein Studium ermöglicht. Auch meinen Geschwistern Elisabeth, Bernhard und Harald möchte ich für ihren ständigen Rückhalt herzlich danken.

Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit befasst sich mit den Grundlagen der Einwirkung von Erdbeben auf Bauwerke im Allgemeinen, sowie auf die versuchstechnische Erfassung dynamischer Kennwerte für Konstruktionen aus Holz bzw. von Verbindungsmitteln im Besonderen.

Der erste Teil dieser Arbeit führt in die Thematik ein und behandelt das Thema beginnend bei der Entstehung von Erdbeben, über deren Erfassung und Quantifizierung. In weiterer Folge werden neben der zusammenfassenden Darstellung der Schwingungslehre, die verschiedenen Methoden, wie sie in der baulynamischen Analyse gebräuchlich sind, zusammenfassend dargestellt und an Hand eines Rechenbeispiels erläutert. In diesem Zusammenhang werden die unterschiedlichen Einflussparameter, die bei der Berechnung von durch Erdbeben beanspruchten Gebäuden zu berücksichtigen sind (Bodeneinflüsse, Duktilität, ...) aufgearbeitet.

Im zweiten Teil dieser Arbeit wird speziell auf das Verhalten von Konstruktionen aus Holz, und im Besonderen des großformatigen Holzwerkstoffes Brettsperrholz (BSP), sowie der Verbindungen der einzelnen Elemente, bei einer Erdbebenbeanspruchung eingegangen. Um das Potential des genannten Bauprodukts, dessen besondere Eignung für diesen Zweck unbestritten ist, im Erdbebenfall in optimaler Weise nutzen zu können sind noch einige offene Fragen zu beantworten. Dazu wurden – als Vorbereitung für geplante Versuche – die relevanten nationalen und internationalen Normenregelungen und Richtlinien zur Prüfdurchführung eingehend analysiert und dargestellt. Dabei zeigt sich, dass auf internationaler Ebene unterschiedliche Ansätze für die relevanten Prüfverfahren verwendet werden, die sich zum Teil in wesentlichen Punkten voneinander unterscheiden, so dass eine Vergleichbarkeit von publizierten Ergebnissen nur in eingeschränkter Weise möglich ist.

Abstract

This master thesis is dealing with the basics of actions on building structures caused by earthquakes in general and in particular with the acquisition of dynamical parameters by testing concerning timber structures and fasteners.

In a first part an overview about the topic „earthquake“ is given mentioning e. g. the genesis of earthquakes, their registration and quantification. Further, apart from a summary regarding mechanical vibrations, the different analysis methods used in earthquake engineering are presented and illustrated by means of an example. In this context also the different parameters that are influencing the dynamical behaviour (soils, ductility, ...) and have to be considered in the analysis process are mentioned.

As a second part especially the behaviour of timber structures and in particular those built-up with big-sized engineered wood product Cross Laminated Timber (CLT) and it's joints forced by earthquake actions is explained. It is well known that for the utilisation of the whole mechanical potential of this product – which advantages for the mentioned topics is beyond controversy – some open questions have to be answered. In a first step on that way – as a preliminary work for scheduled tests – the relevant testing procedures and specifications in national and international standards and guidelines have been extensively analysed and mentioned. As a result it could be found that different approaches for the testing procedures and loading protocols are defined. But more than this in some cases these specifications differ so strong that the comparability of published dynamical test results is limited to some extent.



Kapitel 1: Motivation

1	Einleitung	1
2	Geschichte und Gegenwart.....	2
3	Auswirkungen von Erdbeben	4

Kapitel 2: Grundlagen

1	Erdbeben.....	7
1.1	Entstehung von Erdbeben	7
1.2	Erdbebenskalen	9
1.2.1	Magnitudenskala (Richterskala)	10
1.2.2	Intensitätsskala	12
1.3	Erdbebenwellen	14
1.3.1	Raumwellen.....	15
1.3.2	Oberflächenwellen.....	16
1.3.3	Wellengeschwindigkeiten.....	17
1.3.4	Wellenausbreitung	17
1.4	Messung und Auswertung von Erdbeben	17
1.4.1	Messung/Registrierung von Erdbeben	17
2	Grundlagen der Schwingungslehre	19
2.1	Grundbegriffe und Einteilung der Schwingungen	19
2.1.1	Einteilung der Schwingungen	20
2.2	Der Einmassenschwinger	21
2.2.1	Eigenschwingung des ungedämpften Einmassenschwingers	23
2.2.2	Eigenschwingung des gedämpften Einmassenschwingers	23
2.2.3	Harmonische Anregung des ungedämpften Einmassenschwingers	25
2.2.4	Harmonische Anregung des gedämpften Einmassenschwingers	26
2.3	Der Mehrmassenschwinger	28
2.3.1	Eigenschwingung des ungedämpften Mehrmassenschwingers	30
2.3.2	Erzwungene Schwingung des gedämpften Mehrmassenschwingers	31

Kapitel 3: Stand der Technik

1	Schutzziele	35
2	Konstruktionsregeln.....	36
2.1	Die Leitprinzipien des Entwurfkonzepts	37
2.1.1	Konstruktive Einfachheit	37
2.1.2	Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz.....	37
2.1.3	Bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit	37
2.1.4	Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit.....	37
2.1.5	Scheibenwirkung der Decken auf Geschosebene	37
2.1.6	Ausreichende Gründung.....	38
2.2	Grund- und Aufrissgestaltung	38
3	Tragwiderstand und Duktilität.....	40
3.1	Duktilität	42
3.1.1	Arten der Duktilität	44
3.2	Abminderung der Ersatzkraft (q -Faktor)	46
3.2.1	Mathematische Ansätze	47
4	Ermittlung der Einwirkungen.....	49
4.1	Bodenbeschaffenheit.....	49
4.1.1	Größenordnungen der baurelevanten Frequenzen	51
4.2	Maximale Bodenbeschleunigung.....	53
4.3	Antwortspektrum.....	54
4.3.1	Ermittlung eines Antwortspektrums	55
4.3.2	Bestimmung der Spektralwerte	56
5	Berechnungsmodelle für Lasten aus Erdbeben	60
5.1	Ersatzkraftverfahren (quasi-statische Methode).....	61
5.1.1	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren nach EN 1998-1	62
5.2	Antwortspektrumverfahren (Modale Analyse)	62
5.3	Zeitverlaufsverfahren.....	64
5.4	Berechnungsbeispiel	65
5.4.1	Angabe und Randbedingungen.....	65
5.4.2	Berechnung nach dem Ersatzlastverfahren.....	66
5.4.3	Berechnung nach der Antwortspektrum-Methode	67
5.4.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	72

6	Bemessungsmodelle	73
6.1	Konventionelle Bemessung	73
6.2	Kapazitätsbemessung	74
6.3	Direct Displacement-Based Design (DDBD)	75
7	Bestimmungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ nach ÖNORM EN 1998-1:2005.....	76
7.1	Allgemein	76
7.1.1	Aufbau der EN 1998	76
7.1.2	Zusammenhänge mit der ÖNORM EN 1990	77
7.1.3	Definition	77
7.1.4	Annahmen	78
7.1.5	Anforderungen	78
7.2	Baugrundbeschaffenheit und Erdbebeneinwirkung	78
7.2.1	Baugrundbeschaffenheit	78
7.2.2	Erdbebeneinwirkung.....	79
7.3	Auslegung von Hochbauten.....	80
7.3.1	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	80
7.3.2	Multimodales Antwortspektrumverfahren	81
7.3.3	Pushover Berechnung.....	82
7.3.4	Zeitverlaufsrechnung	82
7.4	Normenregelungen für den Holzbau	82
7.4.1	Allgemeines.....	82
7.4.2	Dissipativ vs. nichtdissipativ.....	83
7.4.3	Duktilitätsklassen und Verhaltensbeiwerte	83
7.4.4	Berechnung, bauliche Durchbildung und Sicherheitsnachweise	84

Kapitel 4: Brettsperrholz

1	Einleitung	87
2	Aufbau, Grundmaterial und Produktion.....	88
2.1	Aufbau	88
2.2	Grundmaterial.....	89
2.3	Produktion	90
2.3.1	Bereitstellung und Vorbereitung des Grundmaterials	90
2.3.2	Auftragen des Klebstoffes.....	91
2.3.3	Pressen der Platte.....	91

2.3.4	Nachbearbeitung	92
3	Normative Regelungen	93
4	Technische Daten	93
4.1	Mechanische Eigenschaften	93
4.2	Bauphysikalische Eigenschaften	93
4.2.1	Feuchtigkeit	93
4.2.2	Brand	94
5	Einsatzgebiete von BSP	94
6	Überblick zu Verbindungsmitteln, die für den Holz-Massivbau eingesetzt werden.....	95
6.1	Kontaktfugen.....	95
6.2	Arten der Verbindungsmittel.....	96
6.2.1	Stifförmige Verbindungsmittel	96
6.2.2	Stahlblechformteile/Systemverbinder	97
7	Erfahrungen mit BSP-Elementen im Erdbebenfall.....	99
7.1	Das Projekt „SOFIE“	99

Kapitel 5: Verbindungstechnik

1	Allgemeines zur Verbindungstechnik im Holzbau.....	101
1.1	Konstruktive Grundsätze	101
1.2	Mechanische Grundlagen	102
1.2.1	Tragfähigkeit	103
1.2.2	Wirkungsgrad	103
1.2.3	Steifigkeit	103
1.2.4	Duktilität	105
1.2.5	Modelle zur detaillierteren Beschreibung des Verbindungsmittelverhaltens.....	106
1.3	Einfluss der Holzfeuchte	108
1.4	Einteilung der Verbindungen.....	109
1.4.1	Zimmermannmäßige Verbindungen	109
1.4.2	Ingenieurmäßige Verbindungen.....	109
2	Berechnung von Verbindungen	110
2.1	Zu beachtende Teilbereiche bei der Berechnung von Verbindungen ...	111

2.1.1	Tragfähigkeit/Steifigkeit des einzelnen Verbindungsmittels.....	111
2.1.2	Verhalten des Stahlteils.....	115
2.1.3	Verhalten des umliegenden Holzes	116
3	Dynamisches Verhalten von Verbindungen.....	116
3.1	Ermitteln der Parameter zur Beschreibung des Verhaltens von Verbindungen unter dynamischer Beanspruchung.....	117
3.1.1	Parallelen zum Dauerschwingversuch im Stahlbau	118
3.1.2	Verhalten von Verbindungen unter zyklischer Beanspruchung.....	119
3.1.3	Hüllkurve	129
3.1.4	Tragfähigkeitsverlust.....	129
3.1.5	Dämpfungsverhalten	130

Kapitel 6: Prüfverfahren zur Beurteilung des dynamischen Verhaltens von Verbindungsmitteln

1	Einleitung	131
1.1	Definitionen	132
1.1.1	Arten der Lastaufbringung.....	132
1.1.2	Unterschiedliche Prüfungsarten	133
1.2	Einfluss von Lastaufbringung und Prüfungsart bzw. Prüfgeschwindigkeit.....	134
2	ÖNORM EN 12512:2005	135
2.1	Allgemeines	136
2.2	Bestimmung der Kenngrößen	136
2.2.1	Bestimmung der Fließverformung	136
2.2.2	Bestimmung der Bruchverformung.....	137
2.2.3	Bestimmung der Festigkeitsminderung	138
2.2.4	Energiedissipation.....	138
2.3	Vollständiges Prüfverfahren.....	139
2.4	Abgekürztes Verfahren.....	140
2.5	Prüfergebnisse	140
2.6	Erläuterungen zur Energiedissipation	140
3	ISO 16670:2003.....	142
3.1	Allgemeines	143
3.2	Monotone Prüfung.....	143

3.3	Zyklische Prüfung.....	144
3.4	Weitere Angaben.....	145
3.5	Auswertung und Dokumentation	145
4	ISO 21581:2010	146
4.1	Allgemeines	146
4.2	Monotone Prüfung.....	146
4.3	Zyklische Prüfung.....	148
5	CUREE.....	148
5.1	Allgemein	148
5.2	Verformungsgesteuerte Prüfungen	149
5.2.1	Basis-Prüfverlauf	149
5.2.2	Near-Fault-Prüfverlauf.....	155
5.2.3	Weitere Angaben	156
5.3	Lastgesteuerte Versuche	156
5.3.1	Weitere Angaben	158
5.4	„Shaking-table“-Testing.....	159
6	Vergleich der Prüfverfahren.....	159
6.1	Versuchstechnischer Vergleich.....	162
7	Resümee	163

Kapitel 7: Schlussbetrachtung

Anhang: Literaturverzeichnis

1	Normen	167
2	Bücher/Dissertationen/Diplomarbeiten	168
3	Berichte/Skripten	169
4	Internet	171

Motivation

1 Einleitung

Erdbeben sind eine ständige Bedrohung und können immer und überall in jeder Stärke – wenn auch mit unterschiedlicher Wahrscheinlichkeit – auftreten. Zeitgleich mit dem Beginn dieser Masterarbeit, ereignete sich eine der verheerendsten Erdbebenkatastrophen der letzten Jahrzehnte: das Erdbeben in Haiti am 12. Jänner 2010 mit geschätzten 222.570 Todesopfern, ca. 300.000 Verletzten und rund 1.300.000 Obdachlosen. Knapp zwei Monate später, Ende Februar desselben Jahres folgte ein weiteres starkes Erdbeben. Diesmal in Chile mit einer Magnitude von 8,8 und ca. 400 Todesopfern.

Diese Ereignisse, aber auch viele andere, unterstreichen die Wichtigkeit des erdbebensicheren Konstruierens und der Forschungstätigkeit auf diesem Gebiet.

Besonders seit Einführung der europäischen Normung in Form der Eurocodes sind auch in Gebieten mit geringer seismischer Aktivität Nachweise für den Erdbebenfall gefordert. Um diesem Umstand gerecht zu werden, soll im ersten Teil diese Masterarbeit ein Bogen von der Entstehung über die Auswirkung und Messung seismischer Ereignisse, bis hin zur baustatischen bzw. baulastdynamischen Modellierung von durch Erdbeben beanspruchten Bauwerken gespannt werden.

Im Rahmen dessen wird auch näher auf die EN 1998-1:2005 [1] eingegangen. Hierbei fällt auf, dass für den Fachbereich Holzbau, im Vergleich zu den anderen in der genannten Norm berücksichtigten Baustoffen Beton und Stahl, nur wenige Regelungen verankert sind. Dieser Umstand lässt zweierlei Rückschlüsse zu:

- Zum einen könnte der Betrachter – fälschlicherweise – davon ausgehen, dass der Holzbau für Bauwerke in erdbebengefährdeten Zonen nicht geeignet ist und somit auf den Einsatz dieses Baustoffes in den betroffenen Gebieten verzichten.
- Zum anderen kann die Chance, welche sich hierdurch eröffnet, vom interessierten Ingenieur erkannt werden. Diese bieten ihm nämlich die Möglichkeit die ausgesprochen guten Eigenschaften des Holzbaus im Erdbebenfall zielgerichtet und ohne größere Einschränkungen zu nutzen.

Die erdbebenbezogene Forschungstätigkeit ist in Europa nicht so ausgeprägt wie in einigen, von Erdbeben häufiger betroffenen Regionen der Erde. Insbesondere die USA, Japan und Neuseeland sind bezüglich der Erforschung der Auswirkungen von Erdbeben einen Schritt weiter. In diesen Ländern ist, vor allem für den Wohnbau und für kleinere Verwaltungsgebäude, der Holz-Riegelbau stark vertreten. Aus diesem Grund ist das dynamische Verhalten dieser Holz-Leichtbauweise schon verhältnismäßig gut erforscht. Beinahe keine Erfahrungen sind hingegen für die in Europa aufstrebende Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz (BSP) vorhanden. Eine erste größere Versuchsreihe dazu wurde Mitte des vergangenen Jahrzehnts in Italien durchgeführt. Im Zuge des Projektes „SOFIE“ (siehe Abschnitt 7. 1 in Kapitel 4) wurde das Potential dieser Bauweise für den Erdbebenfall (q -Faktor von rund 3,0) bestätigt.

Da dieses innovative Produkt derzeit weder in der holzbauspezifischen ÖNORM EN 1995-1-1:2009 [3] noch in der EN 1998-1 [1] berücksichtigt ist – die bisherige Verwendung stützt sich auf nationale Normen bzw. technische Zulassungen – ist besonders für dieses der oben angesprochene „Forscherdrang“ gefragt. Solange noch keine Reglementierungen festgesetzt sind, können und müssen die Möglichkeiten dieser Bauweise möglichst vollständig erarbeitet werden.

Da das Verhalten von Holzbauten – insbesondere von Holz-Massivbauten – im außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“ hauptsächlich von den eingesetzten Verbindungsmitteln abhängt, wird ein zu bearbeitender Forschungsbereich von der Verbindungstechnik gebildet.

Der zweite Teil der vorliegenden Arbeit versucht einen Beitrag zur Abdeckung dieses Gebietes zu leisten, indem er sich schwerpunktmäßig mit dem Thema „Verbindungstechnik“ auseinandersetzt. Besonderes Augenmerk wird hierbei auf die Prüfverfahren, welche für die Untersuchung des Verhaltens von Verbindungsmitteln unter dynamischer Beanspruchung benötigt werden, gelegt.

2 Geschichte und Gegenwart

Erdbeben sind eine Naturkatastrophe und von je her von den Menschen gefürchtet. Während früher Vorstellungen für den Grund der Erschütterungen beispielsweise vom „Zorn der Götter“ oder einem „Drachen der sich unter der Erde bewegt“ ausgingen, ist heute allgemein bekannt, dass vor allem die Plattentektonik der Erde für die seismischen Ereignisse verantwortlich ist. Dieses Wissen erlaubt eine Einteilung der Erdoberfläche in von Erdbeben mehr oder weniger betroffene bzw. gefährdete Regionen (Abb. 2.1).

Nicht nur das Wissen wie Erdbeben entstehen, sondern auch die Möglichkeit diese zu messen bzw. aufzuzeichnen haben sich im Laufe der Zeit erheblich verändert.

Das erste Erdbebenmessinstrument wurde schon 132 n.Chr. vom chinesischen Geograph und Astronom Chang Heng entwickelt (Abb. 2.2 (links)). Dies verdeutlicht, wie früh man sich schon mit dieser Thematik beschäftigt hat.

Moderne Seismographen (Abb. 2.2 (rechts)) sind zwar kunsthistorisch nicht mehr so interessant wie ihr ästhetisch durchaus ansprechender Vorgänger, allerdings liefern sie wesentlich genauere Messergebnisse (siehe Abschnitt 1. 4 in Kapitel 2).

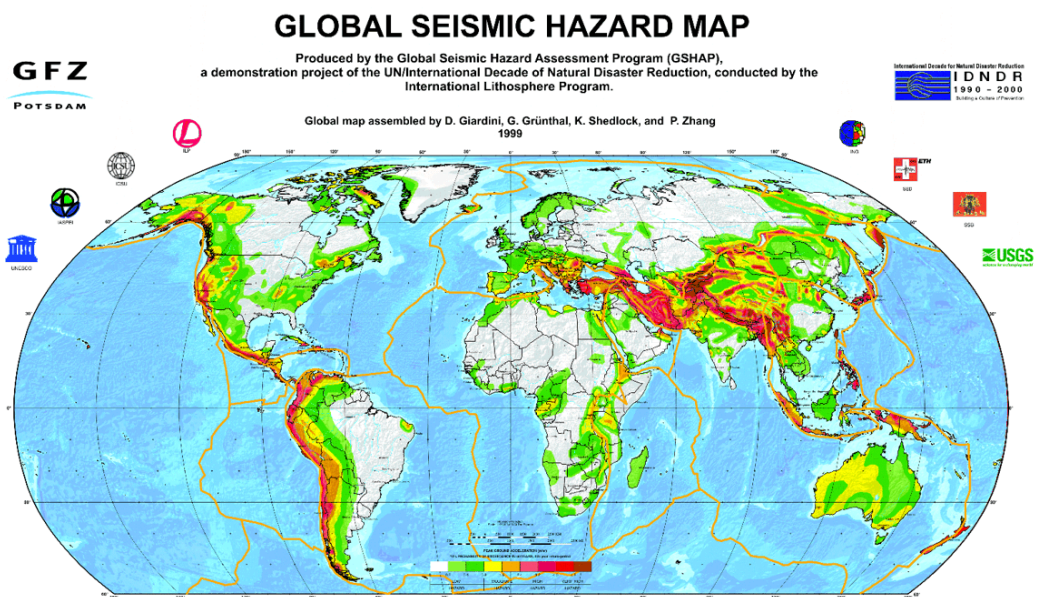


Abb. 2.1 erdbebengefährdete Gebiete der Erde [48]



Abb. 2.2 links: erstes Erdbebenmessinstrument von Chang Heng 132 n. Chr. [51]
rechts: Seismograph heute [52]

Unabhängig vom Wissen über die Entstehung von Erdbeben, wurde schon in der Antike versucht Gebäude so zu konstruieren, dass sie einem Erdbeben widerstehen können. Hierfür wurden beispielsweise „Armierungen“ aus Holz in Steinmauern eingearbeitet oder Steinsäulen mit einem innenliegenden Zapfen aus Holz versehen. Dieser Zapfen sicherte die einzelnen Säulenteile gegen seitliches Verschieben, wobei eine im Erdbebenfall günstige Schaukelbewegung, zugelassen wurde (Abb. 2.3).

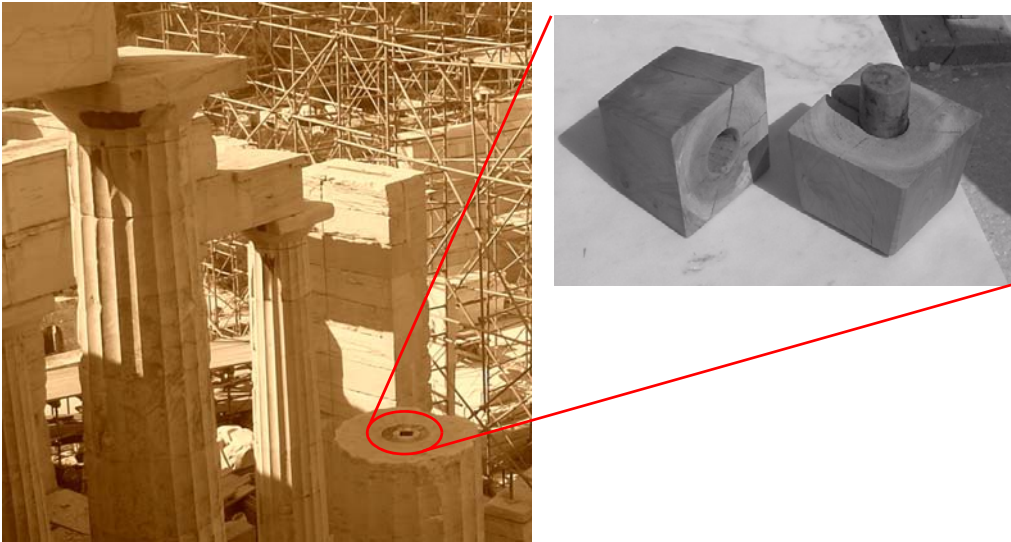


Abb. 2.3 Holzzapfen zur Erdbebensicherung antiker Säulen (Fotos: Ioannis Konteas)

3 Auswirkungen von Erdbeben

Wie gefährlich Erdbeben nach wie vor sind, welche verheerenden Folgen sie haben können und dass der Respekt bzw. die Angst welche sie auslösen durchaus auch heute noch berechtigt ist, sollen die beiden nachfolgenden Tabellen – historische und aktuelle Erdbeben und ihre Opferzahlen – und die nachfolgenden Darstellungen zeigen.

Ort und Datum	Magnitude	Todesopfer
Shaanxi, China 02. Februar 1556	Geschätzt 8,25	830.000
Messina, Italien 28. Dezember 1908	7,2	72.000
Gansu (Ningxia), China 16. Dezember 1920	7,8	200.000
Kanto, Japan 01. September 1923	7,9	140.000
Chimbote, Peru 31. Mai 1970	7,9	70.000
Tanshan, China 27. Februar 1976	7,5	255.000 <small>(inoffizielle Schätzungen gehen sogar von bis zu 655.000 Opfern aus)</small>

Tab. 3.1 historische Erdbeben [10] (überarbeitet)

Magnitude	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
8,0-9,9	1	1	0	1	2	1	2	4	0	1	1
7,0-7,9	14	15	13	14	14	10	9	14	12	16	3
6,0-6,9	146	121	127	140	141	140	142	178	168	142	49
5,0-5,9	1344	1224	1201	1203	1515	1693	1712	2074	1768	1725	596
4,0-4,9	8008	7991	8541	8462	10888	13917	12838	12078	12291	6956	1504
3,0-3,9	4827	6266	7068	7624	7932	9191	9990	9889	11735	2897	374
2,0-2,9	3765	4164	6419	7727	6316	4636	4027	3597	3860	3007	565
1,0-1,9	1026	944	1137	2506	1344	26	18	42	21	26	7
0,1-0,9	5	1	10	134	103	0	2	2	0	1	0
keine Magnitude	3120	2807	2938	3608	2939	864	828	1807	1992	20	6
Gesamt	22256	23534	27454	31419	31194	30478	29568	29685	31777	14791	3105
Todesopfer	231	21357	1685	33819	228802	82364	6605	712	88011	1787	223140

Tab. 3.2 Liste der Erdbeben welche vom USGS National Earthquake Information Center von 2000-2010 lokalisiert wurden. Stand 22.03.2010. (ab Jänner 2009 wurden Erdbeben mit einer kleineren Magnitude als 4,5 außerhalb der USA nicht bzw. nur mehr vereinzelt in die Liste aufgenommen).[50]

Die Auswirkungen von Erdbeben auf Menschen können je nach Ort und Stärke des Bebens sehr stark variieren. Beispielsweise kann ein Beben mit der Magnitude 8,0 in einer dünn besiedelten Region mitunter weniger „Schaden“ anrichten, als ein anderes Beben der Stärke 6,5, dessen Epizentrum sich mitten in einer Großstadt befindet.

Wird nun ein und das selbe Ereignis in zwei ähnlichen Ballungszentren betrachtet, zeigt sich, dass vor allem die Bauweisen der Gebäude ausschlaggebend für die Auswirkungen eines Erdbebens sind.

Das folgende Beispiel soll genau diesen Fall anhand von zwei realen Erdbebenereignissen der jüngeren Geschichte darstellen (Tab. 3.3).

	Armenien	Nordkalifornien
Tote	>25000	67
Verletzte	31000	2435
Obdachlose	514000	7362
Sachschäden	unbekannt	ca. 15 Mrd. €

Tab. 3.3 Opfer- und Schadensdaten der Erdbeben von Armenien (M = 6,9; 7.12.1988) und Nordkalifornien (M = 7,1; 17.10.1989) [9]

Diese beiden Beben sind insofern vergleichbar, als dass sie eine ähnlich große Magnitude aufweisen und – grob gesehen – auch die topographischen Verhältnisse, die Siedlungsart und die Bevölkerungsdichte vergleichbar sind. Weiters war in beiden Gebieten ein hoher Anteil an, in den letzten Jahrzehnten vor dem Erdbeben, neu errichteten Gebäuden vorhanden.

Dieses Beispiel zeigt auf tragische Weise wie sich die unterschiedlichen Wissensstände bezüglich Erdbebensicherheit auf die Opferzahlen auswirken können. Denn wurde in Kalifornien bereits seit den 50er Jahren des letzten Jahrhunderts eine intensive Erdbebenforschung betrieben und die daraus erhaltenen Erkenntnisse in die Praxis übernommen, so trifft dies für Armenien leider nur bruchteilhaft zu. [9]

Die nachfolgend gezeigten Bilder von Erdbebenschäden sollen auf die Wichtigkeit der Erdbebenforschung hinweisen.



Abb. 3.1 links: Loma Prieta Erdbeben 1989 Kalifornien [50]
rechts: Loma Prieta Erdbeben 1989 Kalifornien [50] | Auto vom dritten Stock eines Wohnhauses eingeklemmt. Der erste und zweite Stock sind aufgrund des Einsturzes und von Bodenverflüssigung nicht mehr zu sehen



Abb. 3.2 links: Sichuan Erdbeben 2008 China [50]
rechts: Izmit Erdbeben 1999 Türkei [50]

Grundlagen

1 Erdbeben [9]

1.1 Entstehung von Erdbeben

Es gibt verschiedene Auslösemechanismen für Erdbeben, wie beispielsweise Explosionen, Vulkanausbrüche, Einsturz von Hohlräumen oder tektonische Verschiebungen, welche mit Abstand die relevantesten Beben darstellen. Deshalb soll im Folgenden kurz erläutert werden, wie Erdbeben entstehen.

Die Erde ist schichtenförmig aufgebaut wobei die Erdkruste, vereinfacht gesprochen, auf der darunter liegenden Schicht des zähflüssigen Erdmantels schwimmt. Die Erdkruste ist aber keine durchgehend geschlossene Schale, sondern teilt sich in mehrere, verschieden große tektonische Platten. Da diese Platten in langsamer, aber ständiger Bewegung sind, bauen sich immer wieder Spannungen auf. Erreicht diese Spannung die Festigkeit des umgebenden Gesteins, kommt es zum schlagartigen Bruch und zu Verschiebungen. Diese Verschiebungen lösen die von uns wahrgenommenen Beben aus.

Warum es zu diesen hohen Spannungen bzw. zu den daraus resultierenden Festigkeitsüberschreitungen des Gesteins kommt, kann man sich bei genauerer Betrachtung der Größenordnungen der Erdschichten gut vorstellen.

Unser Planet hat einen Durchmesser von ca. 12700 km, wobei die Erdkruste selbst nur zwischen etwa 5 km im Bereich der Ozeane und bis zu 90 km an Land aufweist. Bei diesem Vergleich ist es durchaus vorstellbar, dass ab und zu Risse in der „Schale“ auftreten können.

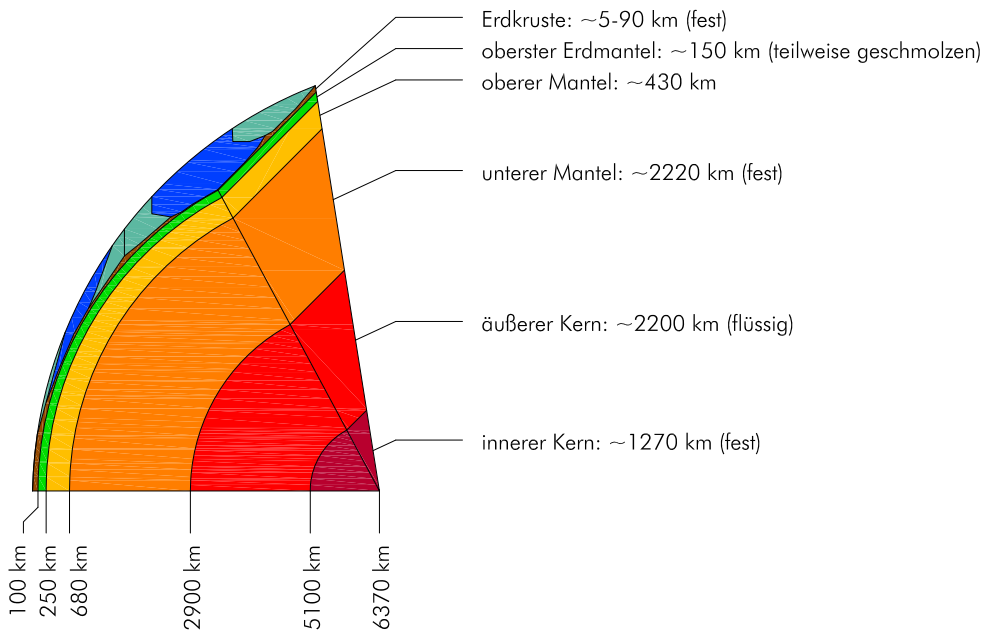


Abb. 1.1 Vereinfachtes Erdschichtenmodell

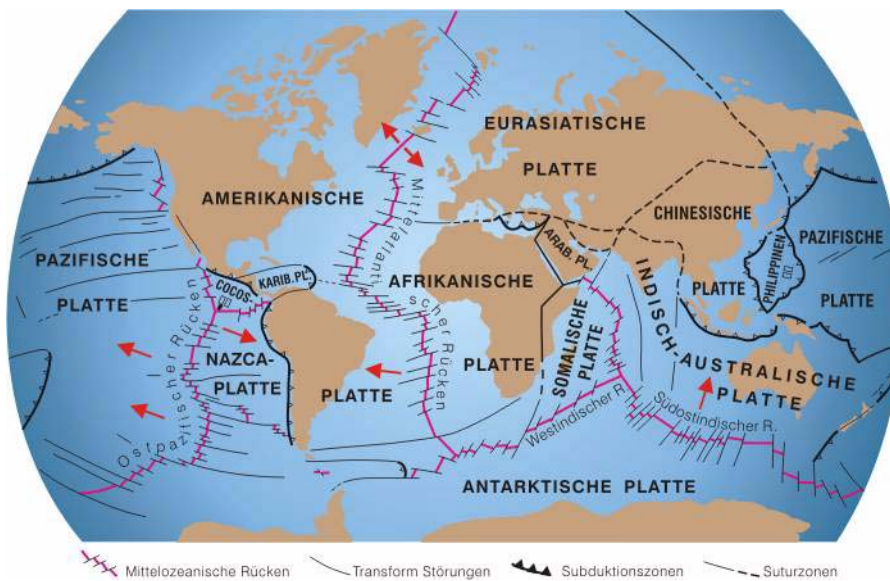


Abb. 1.2 Plattentektonik der Erde [45]

Begriffsdefinitionen

Im Folgenden sollen einige wichtige Begriffe, welche im Zuge der Thematik „Erdbeben“ häufig vorkommen, definiert werden.

- **Herd = Hypozentrum:**
Ort, an welchem der Bruch in der Erdkruste beginnt. Der Herd wird meist im Mittelpunkt der Bruchzone angenommen. Er wird auch als „seismische Quelle“ bezeichnet.

- **Epizentrum:**
Punkt an der Erdoberfläche über dem Herd.
- **Herdiefe (h):**
Abstand des Herdes vom Epizentrum; man unterscheidet Flachbeben mit $h \leq 70$ km und Tiefbeben mit $h \approx 70 - 700$ km
- **Hypozenraldistanz (s):**
Abstand zwischen Herd und Messpunkt
- **Epizentraldistanz (Δ):**
Abstand zwischen Epizentrum und Messpunkt

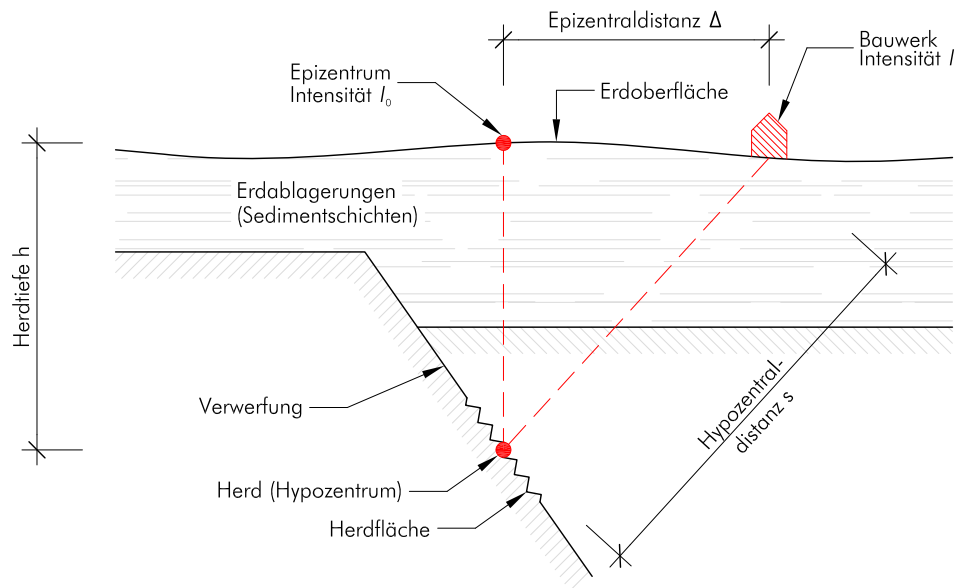


Abb. 1.3 Schnitt durch ein Herdgebiet (überarbeitet) [9]

1.2 Erdbebenskalen

Um die Stärke von Erdbeben zu charakterisieren, kann auf zwei unterschiedliche Skalen zurückgegriffen werden. Dies sind die

- Magnitudenskala (z.B. Richterskala) und die
- Intensitätsskala (z.B. MSK-Skala).

Im Folgenden werden die Grundzüge bzw. die Unterschiede dieser beiden Skalen aufgezeigt.

1. 2. 1 Magnitudenskala (Richterskala)

Die Magnitude M ist ein Maß für die Herdenergie welche bei einem Erdbeben freigesetzt wird. Sie wird aus den Maximalausschlägen von Seismogrammen ermittelt. Der Begriff Magnitude wurde 1935 von Richter eingeführt, daher rührt auch der umgangssprachliche Name „Richterskala“.

Bei der theoretisch nach oben offenen Magnitudenskala gilt nach Gutenberg und Richter (1954) folgende Beziehung

$$\log(E_S) = 1,5 M_S + 4,8$$

wobei die Herdenergie E_S mit der Einheit Joule eingesetzt wird.

Es ist wichtig, dass man sich im Klaren ist, dass die Richterskala eine logarithmische und keine lineare Skala ist. Das heißt, dass sich die freigesetzte Energie zwischen den einzelnen Skalenstufen (z.B. von 4 auf 5) um den Faktor $10^{1,5} \sim 32$ erhöht! Oder anders ausgedrückt, verändert sich die Magnitude um 1, entspricht dies einer zehnmal größeren bzw. kleineren Geschwindigkeit der Bodenschwingung. Dies erklärt auch, warum die Skala nur theoretisch nach oben offen ist. Denn obwohl nicht bekannt ist wie hoch die freigesetzte Energie beim nächsten Erdbeben ist, gibt es eine natürliche Obergrenze. Da die Schritte zwischen den einzelnen Skalenstufen so groß sind, kann davon ausgegangen werden, dass die Stufe 10 nicht weit überschritten werden kann.

Das stärksten Erdbeben im 20. Jahrhundert (Chile 1960) – bei dem die Erdkruste in ihrer gesamten Dicke von etwa 40 km und einer Länge von beinahe 1000 km aufriss und sich dabei um bis zu 10 m verschob – entsprach einer Magnitude von $M_S = 9,5-10$ (nach [11] $M_W = 9,5$). Mehr als diese Magnitude, ist praktisch nicht möglich. [48]

Abschließend sei noch angemerkt, dass heute mehrere Magnituden-Skalen in Verwendung sind. Diese liefern zwar ähnliche Zahlenwerte, sind allerdings – besonders im oberen Magnitudenbereich – durch die unterschiedlichen Ermittlungsverfahren nicht direkt miteinander vergleichbar. Im Folgenden sind einige Magnituden angeführt (nach [11]).

- Lokal-Magnitude M_L
Diese Magnitude berücksichtigt lokale Verhältnisse. Eine typische Lokal-Magnitude ist die erwähnte Richter-Magnitude, welche auf Daten aus einem Umkreis von 600 km für kalifornische Erdbeben aufbaut.
- Oberflächenwellen-Magnitude M_S
Wird aus den tieffrequenten Rayleigh-Wellen abgeleitet. Diese sind allerdings nur bei oberflächennahen Erdbeben (weniger als 70 km Herdtiefe) maßgebend.
- Raumwellen-Magnitude m_b
Wird aus der maximalen Amplitude der ersten P-Wellen-Zyklen der Vertikalkomponente eines Seismographen abgeleitet. Sie ist im Gegensatz zur M_S -Magnitude auch geeignet um tiefe Beben zu skalieren.

- Momenten-Magnitude M_W
Diese Magnitude stützt sich auf das Seismische Moment M_0 . Der Vorteil dieser Magnitude ist, dass M_0 für praktisch alle Erdbebenstärken, Tiefen und Orte ermittelt werden kann. Der Nachteil besteht darin, dass sie nicht einfach aus den Seismogrammen ableitbar ist. M_W ist definiert als

$$M_W = \frac{2}{3} \cdot \log(M_0) - 6,0$$

mit

$$M_0 = \mu \cdot A \cdot D$$

μ Scherfestigkeitsmodul der Materialien der Bruchzone

A Bruchfläche

D mittlere Verschiebung zwischen den beiden Seiten der Bruchfläche

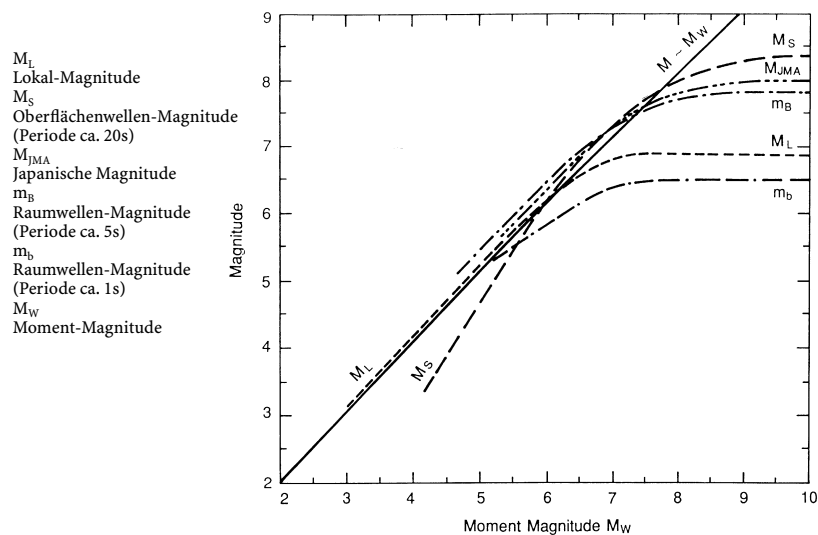


Abb. 1.4 Vergleich der Moment-Magnitude M_W mit anderen Magnitudendefinitionen [11]

Abb. 1.4 zeigt deutlich, dass mit Ausnahme der Moment-Magnitude (M_W) alle Magnituden ab einer bestimmten Größe eine Sättigung erreichen. Der Vorteil der Momenten-Magnitude besteht darin, dass sie vom seismischen Moment M_0 abgeleitet wird und dieses wiederum weitgehend für alle Erdbebenstärken, Tiefen und Orte ermittelt werden kann. [11]

1. 2. 2 Intensitätsskala

Die Intensität I ist ein Maß für die Wahrnehmbarkeit und die lokale Zerstörungskraft eines Erdbebens. Die Intensitätsskala wird auch „makro-seismische Skala“ genannt. Diese Skala ist im Wesentlichen abhängig von folgenden Parametern

- Magnitude,
- Frequenzgehalt an der Quelle,
- Herdtiefe,
- Herdentfernung vom Standort,
- Geologie / Topographie,
- Lokaler Untergrund,
- Frequenzgehalt am Standort und
- Dauer des Bebens am Standort.

Prinzipiell werden verschiedene Intensitätsskalen verwendet, die Unterschiede bei den gebräuchlichsten, 12-teilig aufgebauten Skalen

- MSK-Skala (Medvedev-Sponheuer-Karnik-Skala)/Europa
- MM-Skala (Modifizierte Mercalliskala)/USA

sind allerdings gering (max. 1/2 Grad). Die neueste Version für Europa wird als EMS98 (Europäische Makroseismische Skala) bezeichnet.

Es wurden empirische Beziehungen zwischen der Magnitude M , der Intensität I_0 (Intensität im Epizentrum) und der Herdtiefe h aufgestellt.

Um einen Vergleich der Größenordnungen anstellen zu können wird im Folgenden eine Tabelle mit einer 12-Teiligen Intensitätsskala (MSK) und den zugehörigen Magnituden abgebildet.

Die Magnituden wurden mit der Formel

$$M = 0,67 \cdot I_0 + 2,3 \cdot \log(h \text{ [km]}) - 2,0 \quad [2.1]$$

ermittelt, wobei für h konstant 50 km eingesetzt wurde [33].

I_0	M	Stärke	Wirkung auf Personen	Wirkung auf Gebäude	Wirkung auf Natur
I	~2,6	unmerklich	nicht verspürt		
II	~3,2	sehr leicht	vereinzelt verspürt		
III	~3,9	leicht	vor allem von ruhenden Personen deutlich verspürt		
IV	~4,6	mäßig stark	in Häusern allgemein verspürt, aufweckend	Fenster klirren	
V	~5,3	ziemlich stark	im Freien allgemein verspürt	Verputz an Häusern bröckelt ab, hängende Gegenstände pendeln, Verschieben von Bildern	
VI	~5,9	stark	erschreckend	Kamine und Verputz beschädigt	vereinzelt Risse im feuchten Boden
VII	~6,6	sehr stark	viele flüchten ins Freie	mäßige Schäden, vor allem an schlechten Gebäuden, Kamine fallen herunter	vereinzelt Risse im feuchten Boden
VIII	~7,3	zerstörend	allgemeiner Schrecken	viele alte Häuser erleiden Schäden, Rohrleitungsbrüche	Veränderungen in Quellen, Erdbeben an Straßendämmen
IX	~7,9	verwüstend	Panik	starke Schäden an schwachen Gebäuden, Schäden auch an gut gebauten Häusern, Zerbrechen von unterirdischen Rohrleitungen	Bodenrisse, Bergstürze, viele Erdbeben
X	~8,6	vernichtend	allgemeine Panik	Backsteinbauten werden zerstört	Verbiegen von Eisenbahnschienen, Abgleiten von Lockerboden an Hängen, Aufstau neuer Seen
XI	~9,3	Katastrophe		nur wenige Gebäude halten stand, Rohrleitungen brechen	umfangreiche Veränderungen des Erdbodens, Flutwelle
XII	~9,9	große Katastrophe		Hoch- und Tiefbauten werden total zerstört	tiefgreifende Umgestaltung der Erdoberfläche, Flutwellen

Tab. 1.1 MSK-Skala mit Magnitudenvergleich [9] (verändert)

Im Anschluss wird zwecks Vergleich noch die Kurzform der makroseismischen Intensitätsskala EMS-98 tabellarisch zusammengefasst.

EMS Intensität	Definition	Beschreibung der maximalen Wirkungen (stark verkürzt)
I	nicht fühlbar	Nicht fühlbar.
II	kaum bemerkbar	Nur sehr vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.
III	schwach	Von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen. Ruhende Personen fühlen ein leichtes Schwingen oder Erschüttern.
IV	deutlich	Im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einige Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren, Türen klappern.
V	stark	Im Freien von wenigen, in Gebäuden von den meisten Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Wenige werden verängstigt. Gebäude werden insgesamt erschüttert. Hängende Gegenstände pendeln stark, kleine Gegenstände werden verschoben. Türen und Fenster schlagen auf oder zu.
VI	leichte Gebäudeschäden	Viele Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Einige Gegenstände fallen um. An vielen Häusern, vornehmlich in schlechterem Zustand, entstehen leichte Schäden wie feine Mauerrisse und das Abfallen von z.B. kleinen Verputzteilen.
VII	Gebäudeschäden	Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Möbel werden verschoben. Gegenstände fallen in großen Mengen aus Regalen. An vielen Häusern solider Bauart treten mäßige Schäden auf (kleine Mauerrisse, Abfall von Putz, Herabfallen von Schornsteinteilen). Vornehmlich Gebäude in schlechterem Zustand zeigen größere Mauerrisse und Einsturz von Zwischenwänden.
VIII	schwere Gebäudeschäden	Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. An vielen Gebäuden einfacher Bausubstanz treten schwere Schäden auf; d.h. Giebelteile und Dachsimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein.
IX	zerstörend	Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Sogar gut gebaute gewöhnliche Bauten zeigen sehr schwere Schäden und teilweisen Einsturz tragender Bauteile. Viele schwächere Bauten stürzen ein.
X	sehr zerstörend	Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen.
XI	verwüstend	Die meisten Bauwerke, selbst einige mit gutem erdbebengerechten Konstruktionsentwurf und -ausführung, werden zerstört.
XII	vollständig verwüstend	Nahezu alle Konstruktionen werden zerstört.

Tab. 1.2 EMS-98 [48]

1.3 Erdbebenwellen

Durch die Überschreitung der Festigkeit der Erdkruste wird die gespeicherte potentielle Energie freigesetzt und in andere Energieformen umgewandelt. Eine dieser Energieformen ist die kinetische Energie der Erdbebenwellen (oder seismische Wellen).

Unterschieden wird zwischen zwei Hauptwellentypen:

- Raumwellen
- Oberflächenwellen.

1.3.1 Raumwellen

Die Raumwellen werden in Primärwellen (P-Wellen) und Sekundärwellen (S-Wellen) unterteilt. Wobei sich die P-Wellen in der Erdkruste und im Erdinneren, S-Wellen hingegen nur in der Erdkruste fortpflanzen.

P-Wellen

P-Wellen sind Kompressions-Dilatationswellen d.h. Longitudinalwellen (ähnlich den Schallwellen) und können sich sowohl in festen als auch in flüssigen Bereichen fortbewegen. Ihre Geschwindigkeit ist größer als jene der S-Wellen, weshalb sie auch immer als Erste auf den Seismogrammen (siehe „Messmethoden“) sichtbar werden.

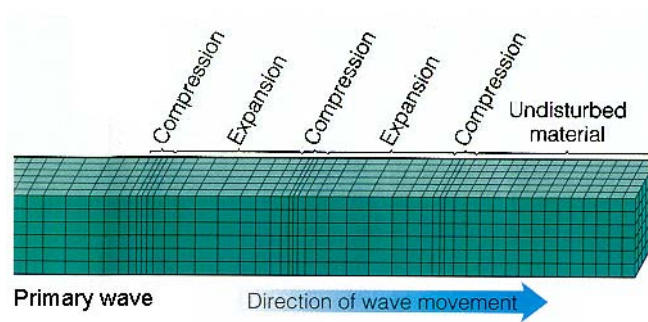


Abb. 1.5 P-Welle [46]

S-Wellen

S-Wellen sind Scherwellen d.h. Transversalwellen und können sich nur im festen Gestein fortpflanzen, da Flüssigkeiten (flüssiges Magma) keine Scherfestigkeit besitzen. Die S-Wellen können sich in einer Horizontalebene (SH-Wellen) in einer Vertikalebene (SV-Wellen) oder in einer kombinierten Form fortpflanzen.

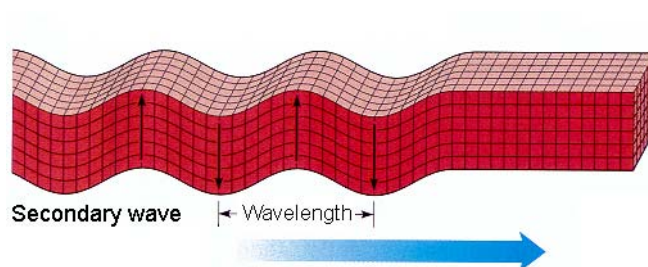


Abb. 1.6 S-Wellen [46]

1.3.2 Oberflächenwellen

Bei den Oberflächenwellen werden Love-Wellen (L-Wellen) und Rayleigh-Wellen (R-Wellen) unterschieden. Anders als bei Raumwellen, treten Oberflächenwellen, wie der Name schon anzeigt, nur an der Oberfläche auf und nehmen zum Erdinneren hin stark ab. Die Eindringtiefe entspricht in etwa der Wellenlänge. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist kleiner als jene der S-Wellen.

L-Wellen

L-Wellen sind ähnlich den SH-Wellen. Die Teilchen bewegen sich horizontal quer zur Fortpflanzungsrichtung, jedoch nach unten stark abnehmend.

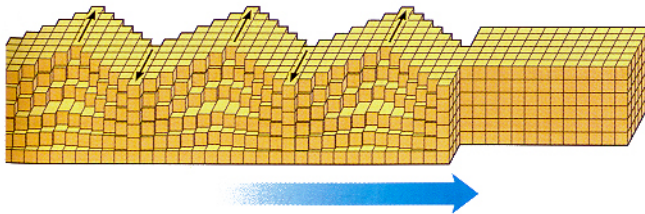


Abb. 1.7 L-Wellen [46]

R-Wellen

R-Wellen sind ähnlich den Wasserwellen nach Einschlag eines Steines in der Wasseroberfläche. Die Teilchen bewegen sich in einer Vertikalebene elliptisch, d.h. kombiniert sowohl horizontal vorwärts und zurück als auch vertikal auf und ab.

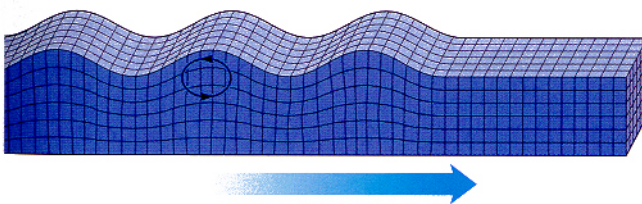


Abb. 1.8 R-Wellen [46]

1. 3. 3 Wellengeschwindigkeiten

Bei den Raumwellen wird zwischen der Geschwindigkeit der „direkten“ und „indirekten“ (refraktierten bzw. gebrochenen) Erdbebenwellen unterschieden. Wobei die indirekten Wellen schneller sind und die direkten „überholen“ können.

$$\left. \begin{array}{l} v_p = 5,5 \dots 6,2 \text{ km/s} \\ v_s = 3,2 \dots 3,6 \text{ km/s} \end{array} \right\} \text{ gilt für direkte Wellen in Herdnähe (Flachbeben)}$$

$$\left. \begin{array}{l} v_p = 7,8 \dots 8,3 \dots 13,0 \text{ km/s} \\ v_s = 4,3 \dots 4,7 \dots 6,0 \text{ km/s} \end{array} \right\} \text{ gilt für indirekte Wellen}$$

Oberflächenwellen haben eine etwas geringere Geschwindigkeit als die S-Wellen. Diese beträgt

$$v_R \approx 0,9 \cdot v_s$$

1. 3. 4 Wellenausbreitung

Die Bodenbewegung an einem bestimmten Ort (aufgezeichnet in einem Seismogramm) entsteht durch die Überlagerung der Bodenbewegungen infolge zahlreicher Wellenwege. Je weiter ein Messpunkt vom Epizentrum entfernt ist, desto länger dauert ein Erdbeben. Die Begründung liegt darin, dass einerseits der Abstand in welchem die unterschiedlichen Wellen beim Messpunkt eintreffen, wegen der unterschiedlichen Wellengeschwindigkeiten größer ist und andererseits auch die Menge der reflektierten Wellen mit dem Abstand zum Epizentrum zunimmt. Dies erklärt auch, dass das gleiche Beben an verschiedenen Orten gemessen, jeweils andere Seismogramme nach sich zieht.

1. 4 Messung und Auswertung von Erdbeben

Ohne die Erfassung von Erdbeben durch unterschiedliche Messungen, würde dem planenden Ingenieur die Grundlage für eine, der Einwirkung entsprechenden, Bemessung fehlen. Um eine Grundvorstellung des Messvorgangs zu erhalten, soll im Folgenden ein Überblick desselben gegeben werden.

1. 4. 1 Messung/Registrierung von Erdbeben [47]

Grundsätzlich gibt es zwei Möglichkeiten um Erdbeben zu erfassen. Zum einen kann die Relativverschiebung einer aufgehängten trägen Masse zum sich bewegenden Untergrund aufgezeichnet werden und zum anderen kann der Abstand von zwei fixen Messpunkten – beispielsweise zwei im Gestein eingelassene Bolzen – zueinander mit einer Permanentmessung erfasst werden. Da allerdings die zweite Variante selten die Genauigkeit der Ersten erreicht, sind die folgenden Ausführungen ausschließlich auf „Trägheitsseismographen“ bezogen.

Aufbau eines Seismographen

Im Wesentlichen besteht ein Seismograph aus einer Grundplatte auf welcher ein steifer Rahmen und eine – sich mit einer bestimmten Geschwindigkeit drehende – Papierrolle montiert ist. Die angesprochene Masse wird so am Rahmen aufgehängt, dass sie nur eine freie Bewegungsrichtung besitzt. Wird nun die Grundplatte bewegt, zeichnet die in Ruhe bleibende Masse – mit einem auf ihr befestigten Stift – die Bewegungen auf der sich mit der Grundplatte mitbewegenden Papierrolle auf. In Abb. 1.9 ist der hier beschriebene Seismograph skizziert. Üblicherweise werden zwei normal zueinander stehende Richtungen aufgezeichnet (Nord-Süd und Ost-West). Um auch die vertikalen Bewegungen zu erfassen wird ein dritter Seismograph benötigt. Bei diesem ist die Masse an einer Feder aufgehängt, welche so eingestellt ist, dass die Masse in Ruhe bleibt. Um einen der wesentlichsten Aspekte bei der Erdbebenerfassung – die Zeitmessung – zu symbolisieren ist auf dem Modell eine Uhr angedeutet.

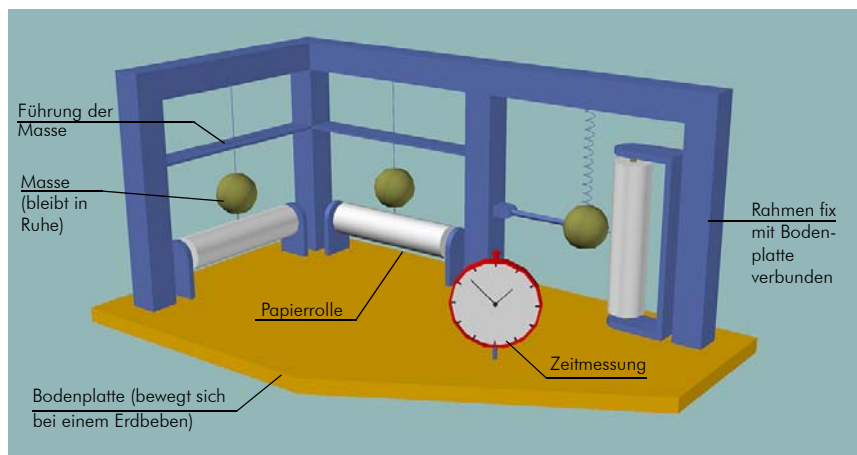


Abb. 1.9 Seismograph-Modellskizze

Die obige Abbildung bzw. Beschreibung liefert natürlich ein stark vereinfachtes Modell eines Seismographen, zur Erklärung des Funktionsprinzips scheint dieses Modell jedoch zielführend zu sein.

Um die geforderten Genauigkeiten in der heutigen Erdbebenforschung zu erreichen, sind erheblich aufwendigere Konstruktionen und vor allem viel technisches „know how“ erforderlich. Beispielsweise wird das Messergebnis nicht direkt auf eine Papierrolle übertragen, sondern die Relativverschiebung wird mittels elektrischer Sensoren abgetastet. Die erhaltenen Daten werden mit Hilfe der sogenannten „Basislinienkorrektur“ vor allem um den Eigenschwungsanteil des Einmassenschwingers korrigiert. Anschließend kann der gewünschte Verlauf (Verschiebungs-, Geschwindigkeits- oder Beschleunigungsverlauf) ausgegeben werden.

Moderne Seismographen können bereits kleinste Bodenbewegungen wie Fernbeben, Kernwaffentests oder sogar langperiodische Ereignisse wie die Gezeitenkräfte, welche im Halbtagesrhythmus die feste Erde deformieren, aufzeichnen.

Diese ständigen Bewegungen der Erde werden auch als „seismisches Rauschen“ bezeichnet und begrenzen in gewisser Weise auch die mögliche Genauigkeit eines Seismographen. Denn sind die eingehenden Signale schwächer als das seismische Hintergrundrauschen, können sie nicht nach- bzw. zugewiesen werden. Betrachtet man die hier angeführten Genauigkeiten, ist auch verständlich, warum Faktoren wie Temperatur, Luftdruck, Magnetfelder, Luftbewegungen im Gehäuse oder jede Art von Strahlung eine wichtige Rolle spielen.

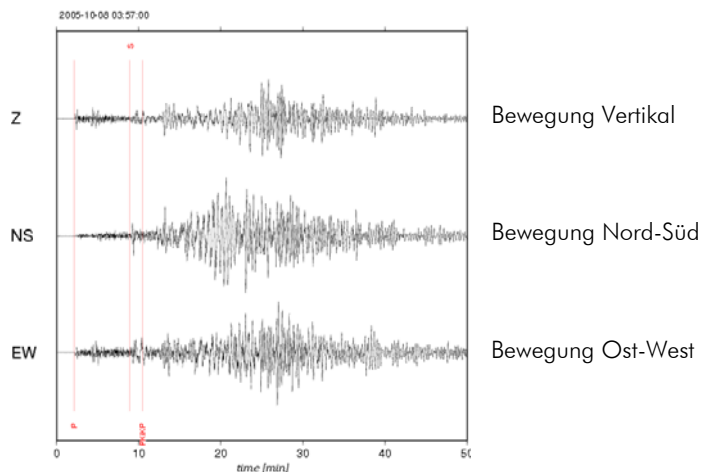


Abb. 1.10 Seismogramm des Bebens vom 08.10.2005 in Pakistan [49]

2 Grundlagen der Schwingungslehre [9];[12]

In diesem Unterkapitel sollen nur die wichtigsten Grundlagen der Schwingungslehre, welche für das bessere Verständnis der weiteren Ausführungen in dieser Arbeit dienen, angeführt werden. Dieser Abschnitt stellt daher auch keinen Anspruch auf Vollständigkeit im Bezug auf die Schwingungslehre.

2.1 Grundbegriffe und Einteilung der Schwingungen

Nach [12] ist der Begriff „Schwingung“ definiert als:

„...die zeitliche Veränderung einer Schwingungskenngröße, die die Bewegung oder Position eines mechanischen Systems beschreibt. Diese Größe nimmt hierbei Werte an, die abwechselnd größer oder kleiner als ein bestimmter Mittelwert sind.“

Grundbegriffe

- t..... Zeit [s]
- $u(t)$ zeitabhängige Amplitude [-]
- A..... maximale Amplitude [-]
- T..... Periode [s] (=Zeit einer „vollständigen“ Schwingung)
- f..... Frequenz [Hz]; Kehrwert von T (= Anzahl der Schwingungen in 1 [s])
- f_0 Eigenfrequenz [Hz]
- ω Kreisfrequenz [rad/s] (=Anzahl der Schwingungen in 2π [s])
- ω_0 Eigenkreisfrequenz [rad/s]
- θ Phasenwinkel [rad] (verschiebt die Schwingkurve entlang der Zeitachse)

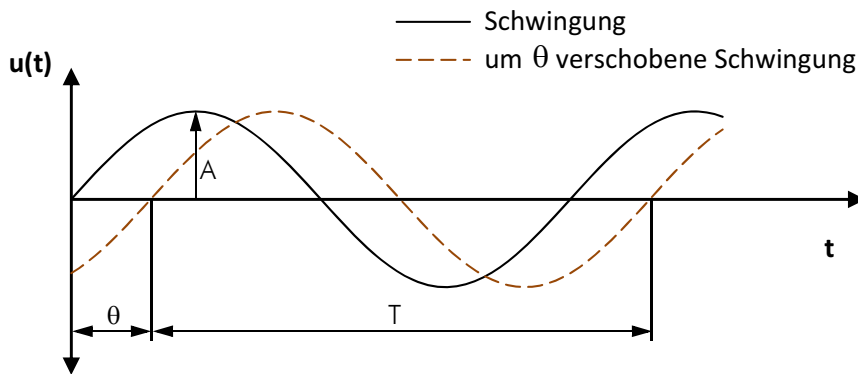


Abb. 2.1 Grundbegriffe bei einer Sinusschwingung

2. 1. 1 Einteilung der Schwingungen

Grundsätzlich kann zwischen deterministischen Schwingungen und Zufallsschwingungen unterschieden werden, wobei der Unterschied in der Vorhersagbarkeit des Schwingungsvektors besteht. Deterministische Schwingungen werden weiters in harmonische und periodische Schwingungen eingeteilt.

Harmonische Schwingungen

Sinusförmige periodische Schwingungen werden als harmonisch bezeichnet.

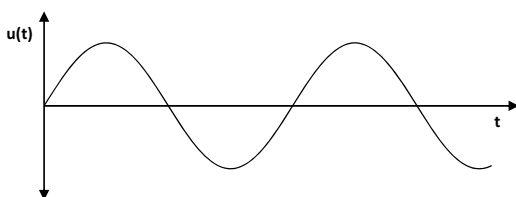


Abb. 2.2 harmonische Schwingung

Periodische Schwingungen

Eine periodische Schwingung wiederholt ihren Verlauf nach einer bestimmten Periode.

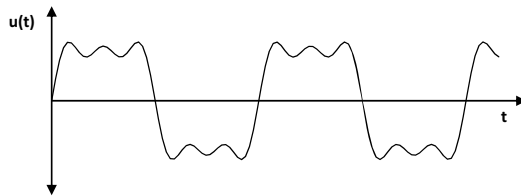


Abb. 2.3 periodische Schwingung

Zufallsschwingungen

Zufallsschwingungen (= transiente Schwingungen) sind dadurch gekennzeichnet, dass keine genauen, sondern nur statistische Aussagen über ihren Verlauf getroffen werden können.

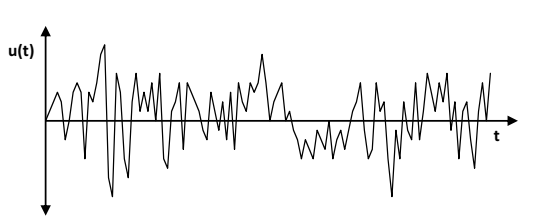


Abb. 2.4 Zufallsschwingung

2.2 Der Einmassenschwinger

Das einfachste schwingungsfähige System besteht aus einer Masse, welche an einer Feder befestigt ist und einem Dämpfungselement. Dieses System wird als Einmassenschwinger bezeichnet und ist die Grundlage für die folgenden Ausführungen.

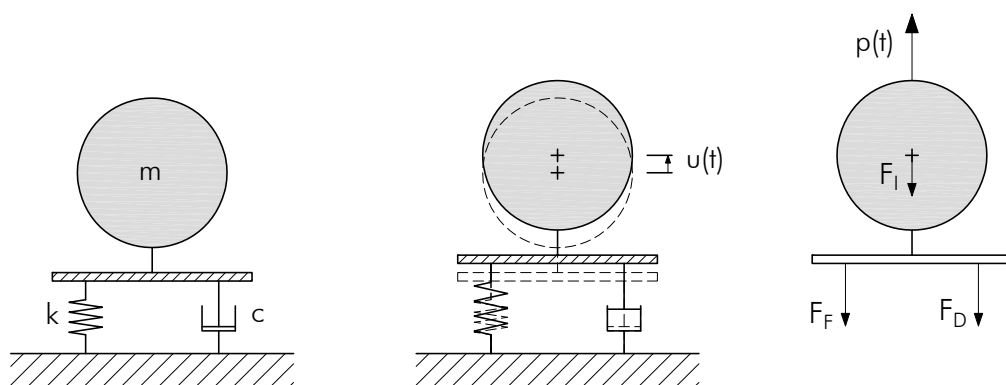


Abb. 2.5 Einmassenschwinger: in Ruhelage | in ausgelenkter Lage | mit Kraftkomponenten

Bezeichnungen:

- m Masse [kg]
- k Federsteifigkeit [-]
- c Dämpfungskonstante [-]
- $u(t)$ Verschiebung [m]
- $p(t)$ Belastung (dynamisch) [N]
- F_J Trägheitskraft [N]
- F_F Federkraft [N]
- F_D Dämpfungskraft [N]

Um dem Grundsatz des Gleichgewichts der Kräfte Folge zu leisten, muss gelten

$$F_J + F_F + F_D = p(t) \quad [2.2]$$

mit

$$F_J = m \cdot a = m \cdot \ddot{u} \quad [2.3]$$

$$F_D = c \cdot v = c \cdot \dot{u} \quad [2.4]$$

$$F_F = k \cdot u \quad [2.5]$$

erhält man die bekannte Schwingungsgleichung

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \quad [2.6]$$

Geht man nun davon aus, dass der Einmassenschwinger von der ausgelenkten Lage u ($t = 0$) losgelassen wird, sprich $p(t) = 0$ wird, erhält man folgende Gleichung

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad [2.7]$$

Der Lösungsansatz dieser homogenen Differentialgleichung mit seinen Ableitungen lautet

$$u(t) = G \cdot e^{s \cdot t} \quad [2.8]$$

$$\dot{u}(t) = s \cdot G \cdot e^{s \cdot t} \quad [2.9]$$

$$\ddot{u}(t) = s^2 \cdot G \cdot e^{s \cdot t} \quad [2.10]$$

Setzt man diesen Ansatz in Gl. [2.7] ein resultiert daraus das folgende Polynom

$$m \cdot s^2 \cdot G \cdot e^{s \cdot t} + c \cdot s \cdot G \cdot e^{s \cdot t} + k \cdot G \cdot e^{s \cdot t} = 0. \quad [2.11]$$

Mittels Division durch $G \cdot e^{st}$ und m und gleichzeitigem einsetzen des Ausdrucks $k/m = \omega_0^2$, wobei ω_0 für die Eigenkreisfrequenz des Einmassenschwingers steht, folgt daraus

$$s^2 + \frac{c}{m} \cdot s + \omega_0^2 = 0 \quad [2.12]$$

Zwischen ω_0 , f_0 und T gelten dabei folgende Zusammenhänge

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad , \quad T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_0} \quad , \quad f_0 = \frac{1}{T}$$

Dieses System kann sowohl gedämpft als auch ungedämpft sein.

2. 2. 1 Eigenschwingung des ungedämpften Einmassenschwingers

Im Falle des ungedämpften Einmassenschwingers vereinfacht sich Gl. [2.12] und man erhält nach deren Auflösung nach s

$$s = \pm i \cdot \omega_0 \quad [2.13]$$

Die Lösung der Schwingungsgleichung Gl. [2.7] folgt nun durch Einsetzen der Gl. [2.13] in Gl. [2.8]

$$u(t) = G \cdot e^{\pm i \cdot \omega_0 \cdot t} = C_1 \cdot e^{i \cdot \omega_0 \cdot t} + C_2 \cdot e^{-i \cdot \omega_0 \cdot t} \quad [2.14]$$

Durch Umformen mittels der Euler'schen Gleichung erhält man

$$u(t) = B_1 \cdot \sin(\omega_0 \cdot t) + B_2 \cdot \cos(\omega_0 \cdot t) \quad [2.15]$$

2. 2. 2 Eigenschwingung des gedämpften Einmassenschwingers

In diesem Fall löst sich Gl. [2.12] zu

$$s = -\frac{c}{2 \cdot m} \mp \sqrt{\left(\frac{c}{2 \cdot m}\right)^2 - \omega_0^2} \quad [2.16]$$

Betrachtet man den Ausdruck unter der Wurzel folgen daraus drei mögliche Fälle der Dämpfung:

- $c = \omega_0 \cdot 2 \cdot m$ kritische Dämpfung c_c
- $c < \omega_0 \cdot 2 \cdot m$ unterkritische Dämpfung
- $c > \omega_0 \cdot 2 \cdot m$ überkritische Dämpfung

Da im Bauwesen die Dämpfungen in den meisten Fällen gering sind, gehen die weiteren Ausführungen von einem unterkritisch gedämpften System aus.

Wird nun der Dämpfungskoeffizienten c durch die Dämpfungszahl ξ , welche das Verhältnis der Dämpfung zur kritischen Dämpfung ausdrückt, ersetzt erhält man für s

$$s = -\xi \cdot \omega_0 \pm \sqrt{\xi^2 \cdot \omega_0^2 - \omega_0^2} = -\xi \cdot \omega_0 \pm i \cdot \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad [2.17]$$

mit

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_0} \quad [2.18]$$

Der Ausdruck $\omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$ wird als gedämpfte Eigenkreisfrequenz ω_D bezeichnet. Da diese sich im baurelevanten Dämpfungsbereich allerdings so gut wie nicht von der ungedämpften Eigenkreisfrequenz unterscheidet, wird im Folgenden ω_D mit ω_0 gleichgesetzt. Hiermit vereinfacht sich Gl. [2.17] zu

$$s = -\xi \cdot \omega_0 \pm i \cdot \omega_0 \quad [2.19]$$

Wird nun Gl. [2.19] in Gl. [2.8] eingesetzt, erhält man die Lösung für das Eigenschwingverhalten eines gedämpften Einmassenschwingers zu

$$u(t) = G \cdot e^{(-\xi \cdot \omega_0 \pm i \cdot \omega_0) \cdot t} = e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot t} \cdot (C_1 \cdot e^{i \cdot \omega_0 \cdot t} + C_2 \cdot e^{-i \cdot \omega_0 \cdot t}) \quad [2.20]$$

bzw.

$$u(t) = e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot t} \cdot (B_1 \cdot \sin(\omega_0 \cdot t) + B_2 \cdot \cos(\omega_0 \cdot t)) \quad [2.21]$$

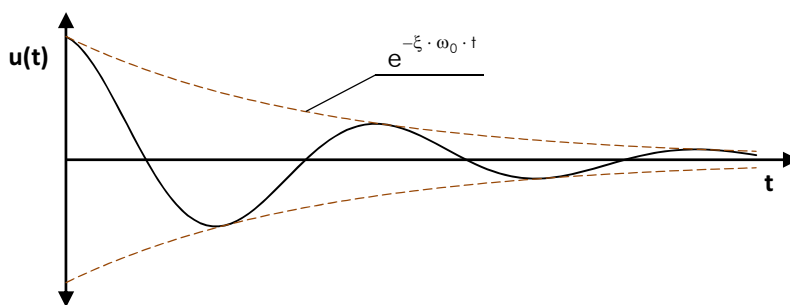


Abb. 2.6 Verlauf einer gedämpften Eigenschwingung eines Einmassenschwingers

Abb. 2.6 zeigt den Verlauf einer gedämpften Schwingung. Die außenliegenden strichlierten Linien sollen den Dämpfungsverlauf verdeutlichen und entsprechen dem Term $e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot t}$.

2. 2. 3 Harmonische Anregung des ungedämpften Einmassenschwingers

Bisher wurde das Eigenschwingverhalten eines Einmassenschwingers beschrieben. Nun soll das gleiche System für eine harmonische Anregung betrachtet werden. In diesem Fall wird Gl. [2.6] (für ein ungedämpftes System) zu

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = p_0 \cdot \sin(\omega \cdot t), \quad [2.22]$$

wobei die Lösung des homogenen Anteils dieser Differentialgleichung bereits im Abschnitt 2. 2. 1 gezeigt wurde. Dieser ergab sich zu

$$u_h = B_1 \cdot \sin(\omega_0 \cdot t) + B_2 \cdot \cos(\omega_0 \cdot t). \quad [2.23]$$

Der Lösungsansatz für den partikulären Anteil und seine Ableitungen wird angenommen zu

$$u(t) = C \cdot \sin(\omega \cdot t), \quad [2.24]$$

$$\dot{u}(t) = C \cdot \cos(\omega \cdot t) \cdot \omega, \quad [2.25]$$

$$\ddot{u}(t) = -C \cdot \sin(\omega \cdot t) \cdot \omega^2. \quad [2.26]$$

Wird dieser Ansatz in Gl. [2.22] eingefügt, resultiert daraus für die Konstante C

$$C = \frac{p_0}{k - m \cdot \omega^2} = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - \beta^2}, \quad [2.27]$$

wobei

$$\beta = \frac{\omega}{\omega_0} \quad [2.28]$$

Werden nun der homogene und der partikuläre Anteil summiert, erhält man die Lösung von Gl. [2.22] zu

$$\begin{aligned} u(t) &= u_h + u_p = \\ &= B_1 \cdot \sin(\omega_0 \cdot t) + B_2 \cdot \cos(\omega_0 \cdot t) + \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - \beta^2} \cdot \sin(\omega \cdot t) \end{aligned} \quad [2.29]$$

Um die Eigenschaft der einzelnen Terme der Gleichung besser darstellen und beschreiben zu können, soll hierfür die Anregung des Einmassenschwingers aus der Ruhelage betrachtet werden ($u(t=0) = 0$ und $\dot{u}(t=0) = 0$)

$$u(t) = \underbrace{\frac{p_0}{k}}_1 \cdot \underbrace{\frac{1}{1-\beta^2}}_2 \cdot (\underbrace{\sin(\omega \cdot t)}_3 - \underbrace{\beta \cdot \sin(\omega_0 \cdot t)}_4) \quad [2.30]$$

- 1..... Einsenkung unter statischer Last p_0
- 2..... Verstärkungsfaktor (aufgrund einer harmonisch wirkenden Anregungskraft)
- 3..... Bewegungskomponente mit gleicher Frequenz wie die Erregerfrequenz ω
- 4..... Bewegungskomponente mit Eigenfrequenz (klingt bei Dämpfung ab)

2. 2. 4 Harmonische Anregung des gedämpften Einmassenschwingers

Ausgegangen wird wieder von der Gl. [2.6], wobei sich diese nach Division durch m folgendermaßen darstellen lässt

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega_0 \cdot \dot{u} + \omega_0^2 \cdot u = \frac{p_0}{m} \cdot \sin(\omega \cdot t) . \quad [2.31]$$

Auch in diesem Fall existiert wieder ein homogener und eine partikulärer Anteil der Lösung für die Differentialgleichung. Allerdings klingt der homogene Teil aufgrund der Dämpfung im Laufe der Zeit ab. Deshalb beschränkt man sich im Allgemeinen auf die Darstellung des partikulären Anteils, welcher die stationäre Lösung beschreibt.

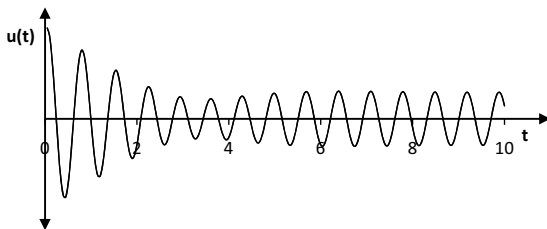


Abb. 2.7 angeregte, gedämpfte Schwingung

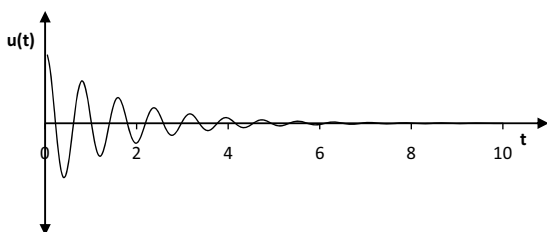


Abb. 2.8 homogener (abklingender) Anteil der Schwingung

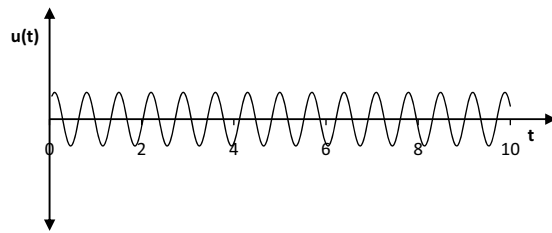


Abb. 2.9 partikulärer (stationärer) Anteil der Schwingung

Der Lösungsansatz für den partikulären Anteil der Schwingung lautet

$$u_p(t) = G_1 \cdot \sin(\omega \cdot t) + G_2 \cdot \cos(\omega \cdot t). \quad [2.32]$$

Mittels Einsetzen von Gl. [2.32] in Gl. [2.31] und sortieren nach Sinus- und Cosinus-Anteilen erhält man für die Konstanten

$$G_1 = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1 - \beta^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta)^2} \text{ und} \quad [2.33]$$

$$G_2 = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{-2 \cdot \xi \cdot \beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta)^2}. \quad [2.34]$$

Diese Konstanten werden wiederum in die Gl. [2.32] eingesetzt und somit ergibt sich die Lösung der Differenzialgleichung zu

$$u_p(t) = \frac{p_0}{k} \cdot \left[\frac{1 - \beta^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta)^2} \cdot \sin(\omega \cdot t) - \frac{2 \cdot \xi \cdot \beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta)^2} \cdot \cos(\omega \cdot t) \right] \quad [2.35]$$

Durch Einführung des Phasenwinkels θ vereinfacht sich diese zu

$$u_p(t) = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta)^2}} \cdot \sin(\omega \cdot t - \theta) \quad [2.36]$$

mit

$$\theta = \arctan\left(\frac{2 \cdot \xi \cdot \beta}{1 - \beta^2}\right), \quad 0^\circ \leq \theta \leq 180^\circ. \quad [2.37]$$

Hier wird der Verstärkungsfaktor – das Verhältnis der maximalen Amplitude zur statischen Einsenkung – ersichtlich als

$$V = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \beta)^2}}. \quad [2.38]$$

Der maximale Verstärkungsfaktor ergibt sich durch Ableiten von Gl. [2.38] nach β und zu Null setzen zu

$$V_{\max} = \frac{1}{2 \cdot \xi \cdot (1 - \xi^2)}. \quad [2.39]$$

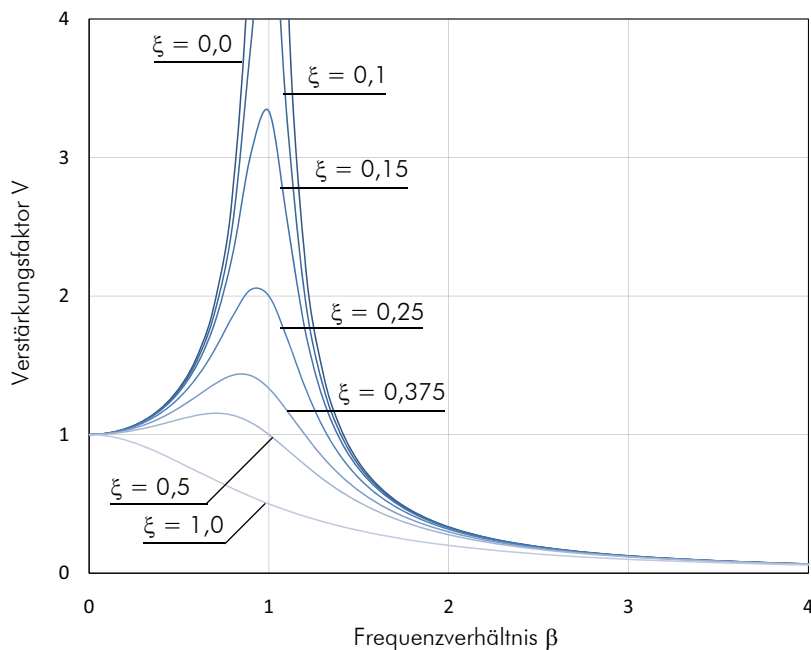


Abb. 2.10 Verstärkungsfaktor in Abhängigkeit des Frequenzverhältnisses

Anmerkung:

Die maximale Verstärkung tritt nicht bei Resonanz sondern bei $\beta = \sqrt{1 - 2 \cdot \xi^2}$ auf, d.h. mit Ausnahme der ungedämpften Schwingung verschiebt sich der Verstärkungsfaktor nach vorne. Die obige Bedingung erhält man durch Ableiten und zu Null setzen der Gl. [2.38]. Daraus folgt auch Gl. [2.39].

2.3 Der Mehrmassenschwinger

Der Einmassenschwinger eignet sich im Bauwesen nur begrenzt als Berechnungsmodell, da sich (unter Anderem) die Masse eines Bauwerks – natürlich mit Ausnahmen – nicht plausibel in einem Punkt zusammenfassen lässt. Eine gute Alternative stellt hier der Mehrmassenschwinger dar. Mit seiner Hilfe lassen sich auch mehrgeschossige Gebäude – z.B. durch zusammenfassen der Stockwerksmassen auf der Höhe ihrer Geschossdecken – modellieren. Ein Beispiel hierfür ist in Kapitel 3 unter Abschnitt 5. 4 gezeigt.

Wird für jede Masse m_i eine Gleichgewichtsbedingung aufgestellt erhält man folgendes Gleichungssystem

$$\begin{aligned}
 m_1 \cdot \ddot{u}_1 + \sum_{i=1}^n (c_{1,i} \cdot \dot{u}_i) + \sum_{i=1}^n (k_{1,i} \cdot u_i) &= p_1(t) \\
 m_2 \cdot \ddot{u}_2 + \sum_{i=1}^n (c_{2,i} \cdot \dot{u}_i) + \sum_{i=1}^n (k_{2,i} \cdot u_i) &= p_2(t) \\
 \vdots & \\
 m_n \cdot \ddot{u}_n + \sum_{i=1}^n (c_{n,i} \cdot \dot{u}_i) + \sum_{i=1}^n (k_{n,i} \cdot u_i) &= p_n(t)
 \end{aligned}
 \tag{2.40}$$

$k_{r,i}$ Federkonstante in r , im Verschiebungszustand $u_r = 1$ für $r = i$
 bzw. $u_r = 0$ für $r \neq i$

$c_{r,i}$ Dämpfungskonstante in r , im Bewegungszustand $\dot{u}_r = 1$ für $r = i$
 bzw. $\dot{u}_r = 0$ für $r \neq i$ (viskose Dämpfung)

Anmerkung:

Die Indizes beschreiben den Ort (n) und die Ursache (i). So entspricht z.B. $k_{5,8}$ der Federsteifigkeit des Punktes 5 wenn sich der Punkt 8 um den Wert „1“ verschiebt.

Wird Gl. [2.40] in Matrixschreibweise dargestellt folgt daraus

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{p(t)\}
 \tag{2.41}$$

mit

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix} \quad [C] = \begin{bmatrix} c_{1,1} & c_{1,2} & \dots & c_{1,n} \\ c_{2,1} & c_{2,2} & \dots & c_{2,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n,1} & c_{n,2} & \dots & c_{n,n} \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_{1,1} & k_{1,2} & \dots & k_{1,n} \\ k_{2,1} & k_{2,2} & \dots & k_{2,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n,1} & k_{n,2} & \dots & k_{n,n} \end{bmatrix}$$

$$\{\ddot{u}\} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \dots \\ \ddot{u}_n \end{bmatrix} \quad \{\dot{u}\} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dots \\ \dot{u}_n \end{bmatrix} \quad \{u\} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \dots \\ u_n \end{bmatrix} \quad \{p(t)\} = \begin{bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ \dots \\ p_n(t) \end{bmatrix}$$

Anzumerken ist, dass $[M]$ eine Diagonalmatrix und $[K]$ symmetrisch mit Bezug zur Hauptdiagonale ist (Orthogonalsystem).

2. 3. 1 Eigenschwingung des ungedämpften Mehrmassenschwingers

Für den Fall der freien ungedämpften Schwingung erhält man aus Gl. [2.41]

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{0\}. \quad [2.42]$$

Für die Lösung wird folgender Ansatz gewählt

$$\{u\} = \{a\} \cdot \sin(\omega \cdot t + \theta). \quad [2.43]$$

Nun erhält man das homogene Gleichungssystem

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{x\} = \{0\}. \quad [2.44]$$

Gl. [2.44] entspricht dem allgemeinen Eigenwertproblem. Dementsprechend erhält man nichttriviale ($\neq 0$) Lösungen, wenn die Determinante verschwindet d.h.

$$\det([K] - \omega^2 \cdot [M]) = 0 \quad [2.45]$$

wird.

Setzt man die daraus erhaltenen Eigenwerte ω_i^2 (ω_i bezeichnet die i -te Eigenkreisfrequenz) in Gl. [2.45] ein, erhält man die zugehörigen Eigenvektoren $\{x_i\}$ (Eigenformen). Diese Eigenformen sind allerdings keine absoluten Verformungen, sondern nur Verhältniszahlen welche die Beziehung der einzelnen Punkte untereinander wiedergibt. Bezieht man z.B. die Verformungen des Systems auf die Verformung der Masse m_k , kann die Verformung im Punkt r (bei der Eigenkreisfrequenz i) beschrieben werden als

$$u_{r,i} = \psi_{r,i} \cdot u_{k,i}.$$

Der Vektor $\{\psi_i\}$ wird im Normalfall aus der Division des Vektors $\{x_i\}$ durch seinen größten betragsmäßigen Eintrag erhalten. Daraus folgt, dass die maximale relative Verformung immer den Wert 1 annimmt. In der Folge werden die Vektoren ψ_i nach steigender Eigenfrequenz geordnet und in der sogenannte modalen Matrix zusammengefasst.

$$[\Phi] = [\{\psi_1\}, \{\psi_2\}, \{\psi_3\}, \dots, \{\psi_n\}]. \quad [2.46]$$

An dieser Stelle ist noch wichtig zu erwähnen, dass zwischen den Vektoren $\{\psi_i\}$ und $\{\psi_k\}$ für $i \neq k$ die Orthogonalitätsbeziehung besteht, d.h. es gilt

$$\{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\psi_k\} = 0 \quad \text{für } i \neq k, \quad [2.47]$$

$$\{\psi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\psi_k\} = 0 \quad \text{für } i \neq k. \quad [2.48]$$

2. 3. 2 Erzwungene Schwingung des gedämpften Mehrmassenschwingers

Dämpfungsmatrix

Die Dämpfungsmatrix bildet für den allgemeinen Fall weder eine diagonale noch eine symmetrische Matrix. Auch die Bildung der modalen Dämpfungsmatrix ist nicht sichergestellt. Da aber die „genauen“ Dämpfungsmechanismen aufgrund der Bestimmungsunsicherheiten, welche es in diesem Bereich gibt nicht bzw. nur schwer ermittelt werden können, wird in der Regel von einer Rayleigh-Dämpfung ausgegangen. Hierbei wird die Dämpfungsmatrix durch eine Linearkombination aus [M] und [K] gebildet, und es gilt somit auch hier

$$\{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot \{\psi_k\} = 0 \quad \text{für } i \neq k \quad [C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K]. \quad [2.49]$$

Betrachtet man den Verlauf einer Rayleigh-Dämpfung (Abb. 2.11), ist dieses Vorgehen innerhalb eines bestimmten Frequenzbereiches auch vertretbar, da die Dämpfungszahlen hier weitestgehend konstant bleiben.

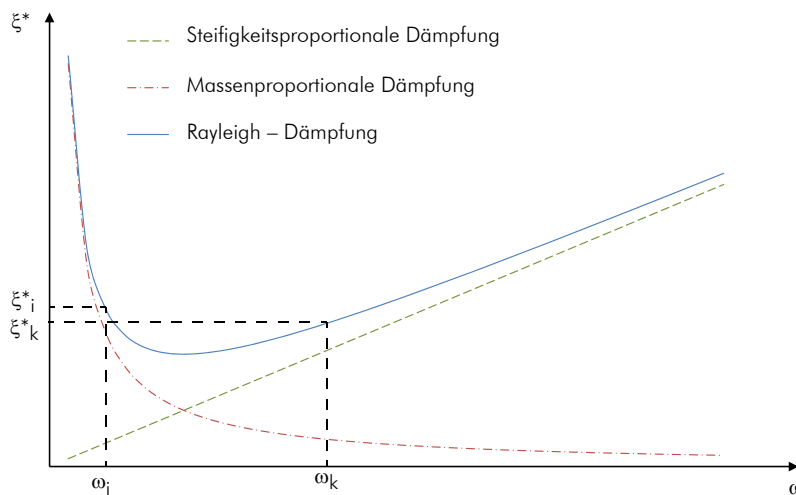


Abb. 2.11 Rayleigh-Dämpfung

Um die Werte α und β zu erhalten müssen zwei modale Dämpfungszahlen und ihre zugehörigen Eigenkreisfrequenzen bekannt sein

$$\alpha = \frac{2 \cdot \omega_i \cdot \omega_k \cdot (\xi_{i}^* \cdot \omega_k - \xi_{k}^* \cdot \omega_i)}{\omega_k^2 - \omega_i^2}, \quad [2.50]$$

$$\beta = \frac{2 \cdot (\xi_{k}^* \cdot \omega_k - \xi_{i}^* \cdot \omega_i)}{\omega_k^2 - \omega_i^2}. \quad [2.51]$$

Eine vereinfachte Variante wird in einem Beispiel in [13] gezeigt. Hier betrachtet man die erste und zweite Eigenkreisfrequenz und nimmt an, dass die modale Dämpfungszahl für diese beiden Frequenzen gleich ist. Somit vereinfachen sich Gl. [2.50] und Gl. [2.51] zu

$$\alpha = 2 \cdot \xi_{1,2}^* \cdot \frac{\omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_2 + \omega_1} \quad \text{und} \quad [2.52]$$

$$\beta = 2 \cdot \xi_{1,2}^* \cdot \frac{1}{\omega_2 + \omega_1}. \quad [2.53]$$

Bei der modalen Analyse wird in der Regel aber nicht der Umweg über die Dämpfungsmatrix genommen, sondern die modale Dämpfungsmatrix direkt aufgestellt. Hierfür gilt

$$c_{*i} = 2 \cdot \xi_{*i}^* \cdot \omega_i \cdot m_{*i}. \quad [2.54]$$

An dieser Stelle wird kurz auf den Unterschied zwischen der Dämpfungszahl und der modalen Dämpfungszahl eingegangen.

Dämpfungszahl:

Die Dämpfungszahl ist das Verhältnis des Dämpfungskoeffizienten zur kritischen Dämpfung eines Einmassenschwingers. In Gl. [2.18] ist dieser Sachverhalt gezeigt und man erkennt, dass die Dämpfungszahl von der Eigenkreisfrequenz des Einmassenschwingers abhängt.

Modale Dämpfungszahl:

Als modale Dämpfungszahl wird die Dämpfungszahl des modalen Einmassenschwingers bezeichnet. Diese Dämpfungszahl ist von der Eigenkreisfrequenz des modalen Einmassenschwingers abhängig. Für den Fall einer Rayleigh-Dämpfung gilt

$$\xi_{*i}^* = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \cdot \omega_i \right), \quad [2.55]$$

d.h. für einen Mehrmassenschwinger mit n Eigenkreisfrequenzen gibt es n modale Einmassenschwinger mit n modalen Dämpfungszahlen.

Zwischen den hier beschriebenen Dämpfungszahlen und den „globalen“, in den Bemessungsnormen und der Literatur angegebenen Dämpfungszahlen ist demnach zu unterscheiden. Diese globalen Dämpfungszahlen – welche für unterschiedliche Materialien und Bauweisen zu finden sind – sind nämlich nicht frequenzabhängig bzw. werden nicht frequenzabhängig angegeben. In der Regel sind diese Dämpfungszahlen vom Energie-dissipationsvermögen abgeleitet. Weitere Einzelheiten hierzu finden sich in Kapitel 3.

Da aber – zumindest am Beginn von Berechnungen – keine anderen Dämpfungszahlen als die „Globalen“ bekannt sind, wird die modale Dämpfungszahl häufig mit der globalen Dämpfungszahl gleichgesetzt und für jede Frequenz die gleiche Dämpfungszahl verwendet (Größenordnung der globalen Dämpfungszahl: 2% - 5%).

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird hier die Schreibweise im Weiteren von ξ_i^* auf ξ_i umgestellt. Sofern nicht anders definiert wird im Folgenden mit ξ_i immer die modale Dämpfungszahl gemeint sein.

Sobald die modale Dämpfungsmatrix bestimmt ist und die Dämpfungsmatrix – z.B. für Zeitverlaufsberechnungen – benötigt wird, kann diese über die Rücktransformation von $[C^*]$ erhalten werden. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass mit der normierten modalen Matrix gearbeitet wird. Die Dämpfungsmatrix lässt sich somit in der Form

$$[C] = [\Phi] \cdot [C^*] \cdot [\Phi]^T \quad [2.56]$$

anschreiben.

Schwingungsgleichung

Für die weiteren Erläuterungen wird die generalisierte Koordinate $y_i(t)$ eingeführt, welche die Schwingungsamplitude der i -ten Eigenform darstellt. Mit Hilfe dieses Faktors kann der Vektor $\{u(t)\}$ wie folgt angegeben werden

$$\{u(t)\} = \{\psi_1\} \cdot y_1(t) + \{\psi_2\} \cdot y_2(t) + \dots + \{\psi_n\} \cdot y_n(t) = [\Phi] \cdot \{y(t)\}. \quad [2.57]$$

Setzt man diese nun in die Differentialgleichung Gl. [2.41] ein erhält man

$$[M] \cdot [\Phi] \cdot \{\ddot{y}\} + [C] \cdot [\Phi] \cdot \{\dot{y}\} + [K] \cdot [\Phi] \cdot \{y\} = \{p(t)\}. \quad [2.58]$$

Nun wird mit $\{\Phi\}^T$ eine Linksmultiplikation durchgeführt, wodurch sich folgender Ausdruck ergibt

$$\begin{aligned} [\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi] \cdot \{\ddot{y}\} + [\Phi]^T \cdot [C] \cdot [\Phi] \cdot \{\dot{y}\} + [\Phi]^T \cdot [K] \cdot [\Phi] \cdot \{y\} &= \\ &= [\Phi]^T \cdot \{p(t)\} \end{aligned} \quad [2.59]$$

Jetzt wird auch klar, warum die oben erwähnte Orthogonalität von Bedeutung ist, denn es werden alle Glieder der Gleichung mit $i \neq k$ zu Null und dadurch kann der Mehrmassenschwinger in ein System unabhängiger Einmassenschwinger geteilt werden, d.h. aus Gl. [2.59] folgen n (=Anzahl der Freiheitsgrade) unabhängige (entkoppelte) Gleichungen mit nur einem Freiheitsgrad (= Einmassenschwinger), welche jeweils der i -ten Eigenform zugeordnet werden. Diese lassen sich in der Form

$$\begin{aligned} \{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\psi_i\} \cdot \ddot{y}_i + \{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot \{\psi_i\} \cdot \dot{y}_i + \{\psi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\psi_i\} \cdot y_i &= \\ &= \{\psi_i\}^T \cdot \{p(t)\} \end{aligned} \quad [2.60]$$

angeben.

Weiters werden die Begriffe der generalisierten Masse, Dämpfung, Steifigkeit und Last eingeführt. Diese sind wie folgt definiert

$$M_i^* = \{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\psi_i\} \quad \dots \text{generalisierte Masse,}$$

$$C_i^* = \{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot \{\psi_i\} \quad \dots \text{generalisierte Dämpfung,}$$

$$K_i^* = \{\psi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\psi_i\} \quad \dots \text{generalisierte Steifigkeit und}$$

$$P_i^*(t) = \{\psi_i\}^T \cdot \{p(t)\} \quad \dots \text{generalisierte Last.}$$

Setzt man diese Faktoren in die Gl. [2.60] ein, erhält man die vom Einmassenschwinger bekannte Gleichung

$$M_i^* \cdot \ddot{y}_i + C_i^* \cdot \dot{y}_i + K_i^* \cdot y_i = P_i^*(t), \quad [2.61]$$

weitere gilt

$$\omega_i^2 = \frac{K_i^*}{M_i^*} \quad \text{und} \quad \xi_i = \frac{C_i^*}{2 \cdot M_i^* \cdot \omega_i}.$$

Damit kann Gl. [2.61] nach Division durch M_i^* auch dargestellt werden als

$$\ddot{y}_i + 2 \cdot \omega_i \cdot \xi_i \cdot \dot{y}_i + \omega_i^2 \cdot y_i = \frac{P_i^*(t)}{M_i^*}. \quad [2.62]$$

Für eine harmonische Anregung der Form $a_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ erhält man für die generalisierte Koordinate $y_i(t)$

$$y_i(t) = \frac{P_{0,i}^*}{K_i^*} \cdot \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta_i^2)^2 + (2 \cdot \xi_i \cdot \beta_i)^2}} \cdot \sin(\omega \cdot t - \theta) \quad [2.63]$$

mit

$$\{p(t)\} = m_i \cdot a_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) = p_{0,i} \cdot \sin(\omega \cdot t),$$

$$P_i^*(t) = \{\psi_i\}^T \cdot \{p(t)\} = \{\psi_i\}^T \cdot p_{0,i} \cdot \sin(\omega \cdot t) = P_{0,i}^* \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

$$\Rightarrow P_{0,i}^* = \{\psi_i\}^T \cdot p_{0,i},$$

$$\beta_i = \frac{\omega}{\omega_i} \quad \text{und}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{2 \cdot \xi_i \cdot \beta_i}{1 - \beta_i^2}\right).$$

Wie eine beliebige Anregung berücksichtigt werden kann wird im Kapitel 3 unter Abschnitt 4. 3 gezeigt werden.

Stand der Technik

Im Kapitel 2 wurde erläutert, wie Erdbeben entstehen und wie diese registriert werden können. Nun stellt sich die Frage wie die daraus gewonnenen Informationen im Ingenieurbau verwendet und umgesetzt werden können. Bevor allerdings auf diese Frage eingegangen wird, soll noch geklärt werden, auf welcher Basis die Berechnungen aufbauen.

1 Schutzziele

Unter den Schutzzielen versteht man jene Punkte, welche mit Hilfe des erdbebensicheren Konstruierens erreicht werden sollen. In der ÖNORM EN 1998-1:2005-06-01 [1] werden diese Ziele beschrieben als Sicherstellung, dass im Falle eines Erdbebens:

- menschliches Leben geschützt wird,
- Schäden begrenzt bleiben und
- wichtige Bauwerke zum Schutz der Bevölkerung funktionstüchtig bleiben.

Wie die meisten Einwirkungen im Bauwesen, können auch Erdbebenbelastungen nur mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie beschrieben werden. Daraus folgt, dass auch die „Sicherheit“, welche beim Berechnen vermittelt wird, einer gewissen Auftretens- bzw. Versagenswahrscheinlichkeit unterliegt. Weiters ist noch zu beachten, dass ein höherer Erdbebenschutz auch größere wirtschaftliche Ressourcen benötigt. Um das Sicherheitsbedürfnis und die wirtschaftlichen Aspekte in Einklang zu bringen, gibt es im europäischen Normenwerk die Möglichkeit, die Bauwerke in sogenannte Bedeutungskategorien einzuteilen, wobei diese durch Bedeutungsbeiwerte γ_I charakterisiert werden (siehe Tab. 1.1).

Diese Bedeutungskategorien entsprechen grob den Schadensfolgeklassen (CC1 bis CC3), welche in der ÖNORM EN 1990:2003-03-01 [2] definiert sind (siehe Tab. 1.2).

Bedeutungs-kategorie	Bauwerke
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit dem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke

Tab. 1.1 Bedeutungskategorien nach ÖNORM EN 1998-1:2005-06-01[1]

Schadens- folgeklassen	Merkmale	Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken
CC 1	Niedrige Folgen für Menschenleben <u>und</u> kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z.B. Scheune, Gewächshäuser)
CC 2	Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen (z.B. ein Bürogebäude)
CC 3	Hohe Folgen für Menschenleben <u>oder</u> sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen (z.B. eine Konzerthalle)

Tab. 1.2 Schadensfolgeklassen nach ÖNORM EN 1990:2003-03-01 [2]

2 Konstruktionsregeln

Bevor näher auf Einwirkungen, Widerstände, Modellbildung und Berechnungsmöglichkeiten im Erdbebenfall eingegangen wird, soll hier kurz auf die Wichtigkeit von Konstruktionsregeln hingewiesen und ein Überblick über dieselben gegeben werden.

Trotz der heute vorhandenen – immer besser werdenden – Berechnungsmöglichkeiten darf die Grundkonstruktion nicht aus den Augen verloren werden, denn ein grober Verstoß gegen die Grundregeln einer soliden Konstruktion kann auch durch eine noch so ausgeklügelte Berechnung und Bemessung nicht wieder gut gemacht werden.

Da für die Grund- und Aufrissgestaltung eines Gebäudes im Allgemeinen vor allem der Architekt und nicht der Bauingenieur verantwortlich ist, sollen diese beiden Projektpartner im Planungsprozess schon möglichst früh zusammenarbeiten und eine Verständigung hinsichtlich des erdbebengerechten Entwerfens finden.

2. 1 Die Leitprinzipien des Entwurfkonzepts [1]

An dieser Stelle sollen die in der EN 1998-1 [1] verankerten Leitprinzipien aufgezählt und kurz erläutert werden. Weitere Ausführungen sind z.B. in [9] und [12] zu finden.

2. 1. 1 Konstruktive Einfachheit

Im Zuge des Tragwerkentwurfs sollen klare und direkte Wege der Kraftableitung gewählt werden. Dies erleichtert auch die Bildung eines nachvollziehbaren Berechnungsmodells bzw. verringert die Unsicherheiten im Modell.

2. 1. 2 Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz

Regelmäßigkeit und Symmetrie im Grund- und Aufriss sollen angestrebt werden, evtl. auch durch Anordnung von Baufugen (Aufeinanderschlagen von Bauteilen muss allerdings vermieden sein!). Weiters soll die Verteilung der Massen mit der Beanspruchbarkeit der einzelnen Bereiche übereinstimmen. Unter Redundanz versteht man das Vorhandensein von zusätzlichen, im Normalfall nicht benötigten, tragenden Elementen bzw. die Möglichkeit der Lastumlagerung. Um den letzten Punkt zu gewährleisten, muss darauf geachtet werden, dass die tragenden Bauteile möglichst gleichmäßig über das Bauwerk verteilt sind und damit im Erdbebenfall die Lastumlagerungen ohne große Änderungen am statischen Gesamtsystem ablaufen können.

2. 1. 3 Bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit

Das Bauwerk muss in der Lage sein – entsprechend der außergewöhnlichen Einwirkung „Erdbeben“ – einer horizontalen Einwirkung in jeder Richtung zu widerstehen.

2. 1. 4 Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit

Es muss eine ausreichende Torsionssteifigkeit vorhanden sein, um das Entstehen von ungünstig wirkenden Drehbewegungen zu begrenzen.

2. 1. 5 Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene

Die Steifigkeiten der Geschossdecken und der Dachfläche besitzen einen besonders hohen Stellenwert, da die Scheibenwirkung derselben für die Aufnahme und gleichmäßige Verteilung der einwirkenden Kräfte aus der Erdbebenbeanspruchung verantwortlich ist.

2. 1. 6 Ausreichende Gründung

Die Gründung muss sicherstellen können, dass die darüberliegenden Bauteile einer gleichförmigen Erdbebenanregung ausgesetzt sind. Deshalb werden zusammenhängende Gründungen empfohlen. Besondere Vorsicht ist bei unterschiedlichen Bodenbeschaffenheiten geboten.

2. 2 Grund- und Aufrissgestaltung

Die folgenden Skizzen zeigen günstige und ungünstige Grund- und Aufrissgestaltungen (Abb. 2.1 und Abb. 2.2) wie sie in der EN 1998 [1] und in einschlägiger Literatur vorgeschlagen werden. Weiters werden günstige und ungünstige Massen- und Steifigkeitsverteilungen skizziert (Abb. 2.3 und Abb. 2.4), welche ebenfalls den oben erwähnten Quellen entnommen wurden.

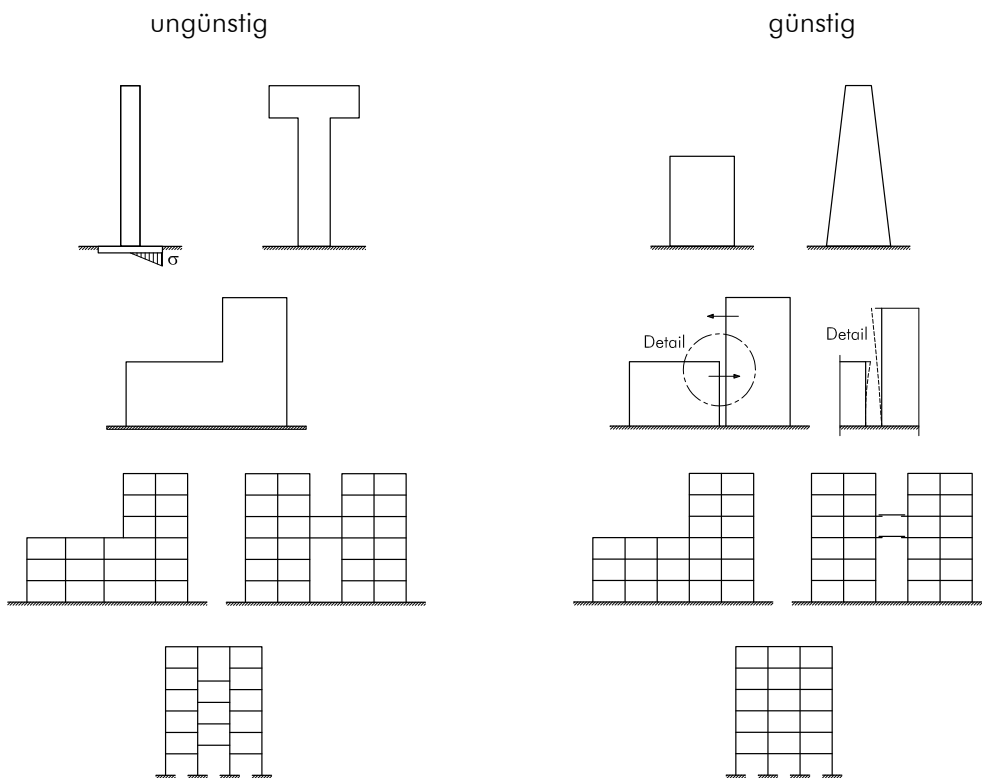


Abb. 2.1 günstige und ungünstige Aufrissgestaltung [12](überarbeitet)

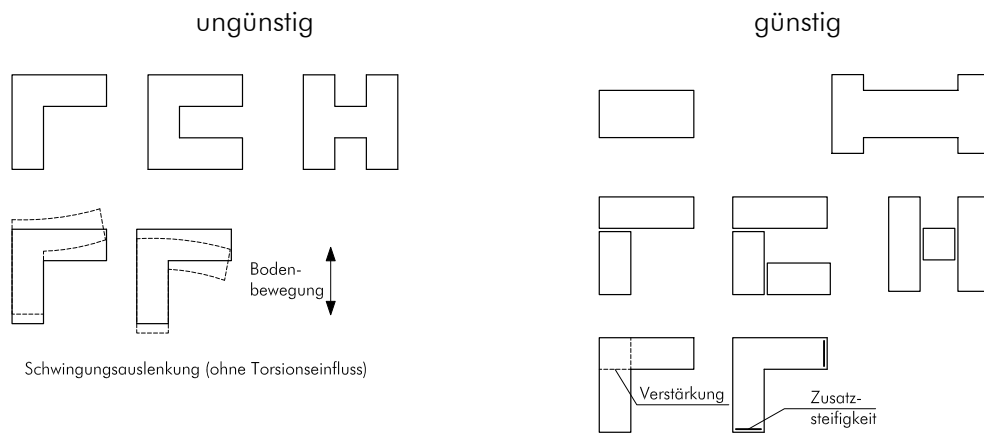


Abb. 2.2 günstige und ungünstige Grundrissgestaltung [12] (überarbeitet)

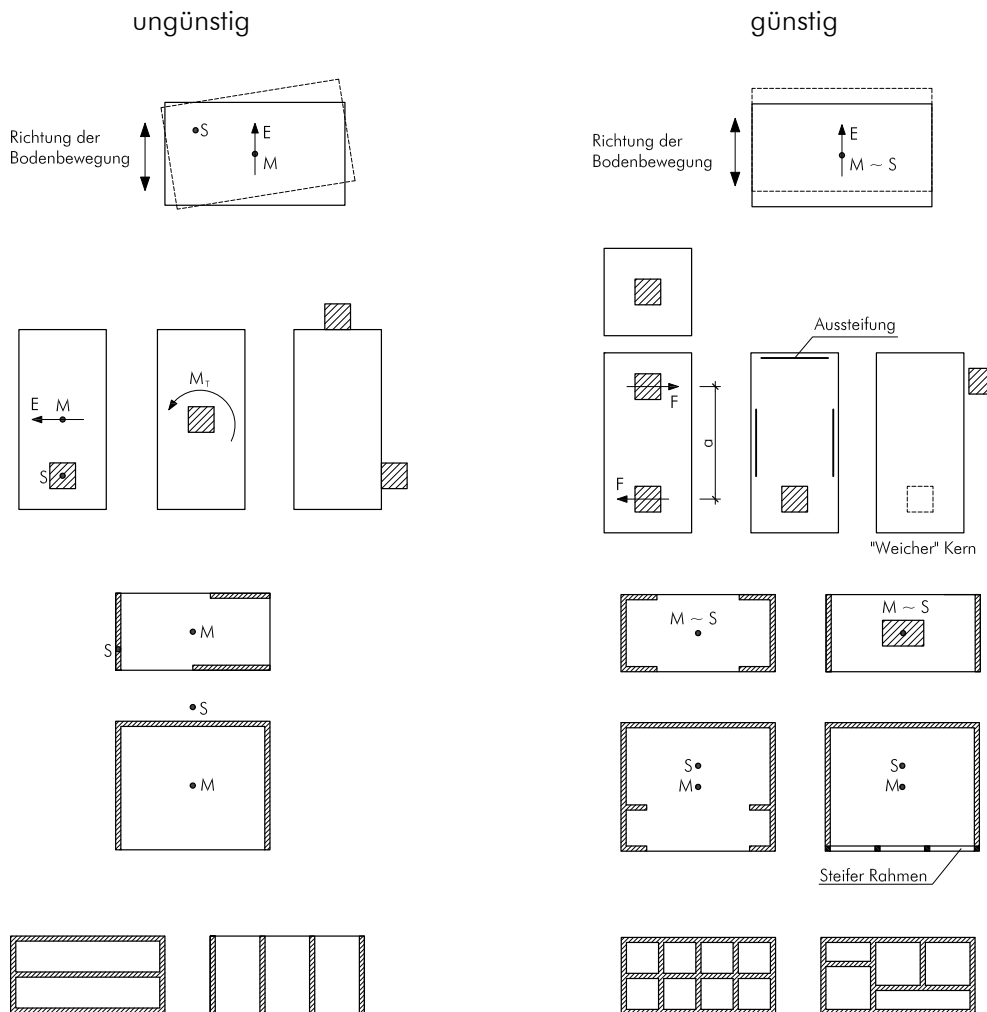


Abb. 2.3 günstige und ungünstige Verteilung von Massen und Steifigkeiten im Grundriss [12] (überarbeitet)

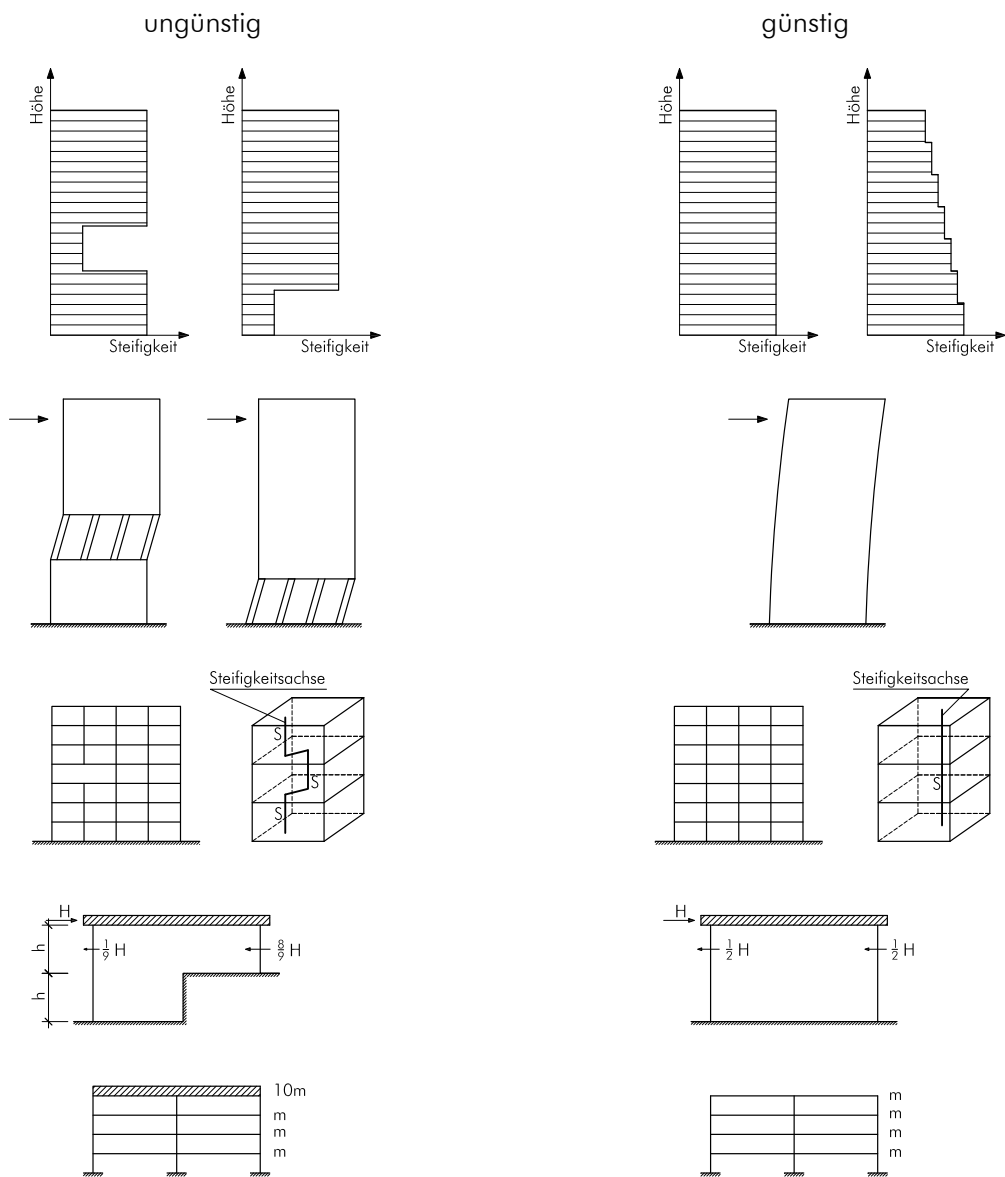


Abb. 2.4 günstige und ungünstige Verteilung von Massen und Steifigkeiten über den Aufriss [12] (überarbeitet)

3 Tragwiderstand und Duktilität [9]

Die beiden Begriffe „Tragwiderstand“ (gegen horizontale Kräfte) und „Duktilität“ (Verformungs- bzw. Arbeitsvermögen) haben im Bereich des erdbebensicheren Bauens einen besonderen Stellenwert. Über diese beiden Begriffe lässt sich nach [9] bezüglich der Einsturzgefahr folgende grundsätzliche approximative Beziehung herstellen

$$\text{„Güte“ des Erdbebenverhaltens} \approx \text{Tragwiderstand} \times \text{Duktilität}$$

Diese Formel lässt folgende Schlüsse zu

- je kleiner der Tragwiderstand, desto größer ist die erforderliche Duktilität bzw.
- je kleiner die Duktilität desto größer ist der erforderliche Tragwiderstand.

Oder in anderen Worten ausgedrückt:

Entweder wird das Gebäude so steif ausgebildet, dass es die einwirkenden, horizontalen Lasten ohne größere Verformungen aufnehmen kann oder es wird so ausgebildet, dass es auch größere Verformungen ohne zu kollabieren aufnehmen kann (siehe Abb. 3.1).

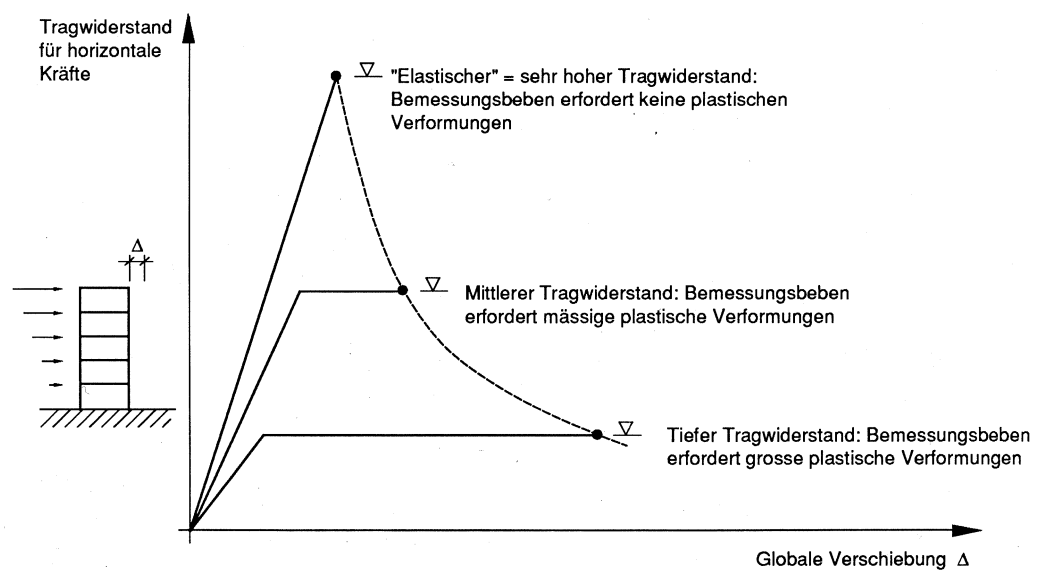


Abb. 3.1 Verschiedene Möglichkeiten zur Ausbildung eines Tragwerks für ein bestimmtes Bemessungsbeben [9]

Beide oben angeführten Möglichkeiten haben Vor- aber auch Nachteile:

- Die erste Variante bietet den Vorteil, dass keine (größeren) Schäden am Gebäude entstehen, allerdings ist die erforderliche hohe Steifigkeit in der Regel mit sehr hohen Bauwerkskosten verbunden.
- Die zweite Variante ist bei der Errichtung die wirtschaftlichere Lösung, allerdings muss im Erdbebenfall mit größeren Schäden gerechnet werden.

Eine allgemein gültige Antwort, welche der beiden Vorgehensweisen die „Richtige“ oder „Bessere“ ist, kann nicht getroffen werden. Jedes Bauvorhaben muss einzeln beurteilt werden. Weiters ist auch eine Zwischenlösung möglich, in dem das Gebäude für Erdbeben mit häufiger Auftretenswahrscheinlichkeit elastisch und für das sogenannte „Bemessungsbeben“ plastisch bemessen wird.

Geht man weiter von der Bemessung eines Gebäudes mit Hilfe einer Ersatzlast aus, steht fest, dass einer bestimmten Ersatzlast ein entsprechender Tragwiderstand gegenüberstehen muss. Wird nun dem zu bemessenden Gebäude eine definierte Duktilität zugeschrieben, bietet sich die Möglichkeit die Bemessung des Bauwerks für eine, der angesetzten Duktilität entsprechend reduzierten, Ersatzlast mit dem vorhandenen Tragwiderstand ohne direkte Berechnung der Duktilität durchzuführen, d.h. die Berechnung kann linear elastisch erfolgen. Dieser Umstand vereinfacht die Bemessung erheblich.

Die Frage, in welcher Form die Duktilität bei der Reduzierung der Ersatzlast berücksichtigt wird, soll in den folgenden Ausführungen geklärt werden.

3.1 Duktilität

Diesem Abschnitt muss vorausgeschickt werden, dass die folgenden Beschreibungen und Definitionen zum Thema „Duktilität“ grundsätzlich sowohl für ganze Gebäude als auch für einzelne Verbindungen gelten. Allerdings kann nicht ohne weiteres vom Duktilitätsverhalten der einzelnen Detailpunkte eines Bauwerks auf die Gesamtduktilität desselben geschlossen werden.

Grundsätzlich ist die Duktilität definiert als das Verhältnis der elastisch-plastischen Verformung im Bruchzustand zur elastischen Verformung bei Fließbeginn.

$$D = \frac{V_u}{V_y} \quad [3.1]$$

Für ein bilineares Verhalten des betrachteten Bauteils ist dies einfach zu bestimmen. Allerdings zeigen die, aus Versuchen ermittelten Last-Verschiebungs-Kurven unterschiedlicher Verbindungsmittel bzw. Verbindungen, selten eindeutig bilineare Verläufe.

Daraus folgt, dass die Duktilität, welche einem Baustoff, einer Verbindung oder einem ganzen Bauwerk zugeschrieben wird, von der Definition der Fließ- und Bruchverformung abhängt.

Da es für die Fließverformung mehrere, sich zum Teil nicht unwesentlich voneinander unterscheidende, Definitionen gibt, ist hauptsächlich dieser Parameter für die Größenordnung der Duktilität (bei ein und demselben Versuchskörper) verantwortlich.

Der Wert der Bruchverformung ist hingegen eindeutiger zu bestimmen, wobei es jedoch auch hier unterschiedliche Betrachtungsweisen gibt.

In Abb. 3.2 werden vier unterschiedliche Definitionen für die angesprochenen Grenzverformungen am gleichen Last-Verschiebungs-Diagramm dargestellt und anschließend kurz beschrieben. Bei den Beispielen aus Amerika (ASTM, Forintek (FOR)), Australien (AUS) und Europa (CEN), lassen sich die oben angesprochenen unterschiedlichen Definitionen für die Fließverformung und die relativ einheitliche Beschreibung der Bruchverformung gut erkennen.

Weitere mögliche Definitionen der Fließverformung sind im Anhang von [24] angegeben. Auf eine genaue Beschreibung derselben wird an dieser Stelle jedoch verzichtet.

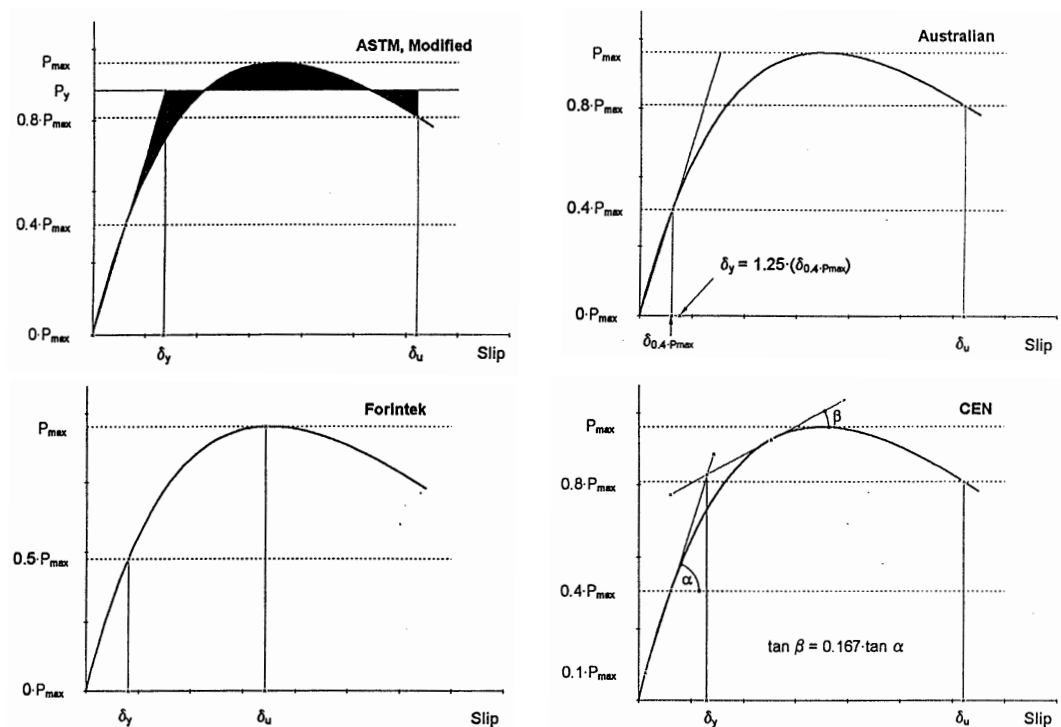


Abb. 3.2 unterschiedliche Definitionen der Fließ- und Bruchverformung [39]
 oben links: ASTM; oben rechts: Australien (AUS);
 unten links: Forintek (FOR); unten rechts: CEN

Die Grenzverformungen sind wie folgt definiert:

- ASTM: Der Wert der Kraft bei Fließbeginn wird über das Flächen- bzw. Arbeitsverhältnis ermittelt und der Schnittpunkt der „Gebrauchsstiefigkeitslinie“ (Sekante vom Null-Punkt der Last-Verschiebungs-Kurve zum Wert bei $0,4 \cdot P_{max}$) mit der „Fließkraftlinie“ definiert die Fließverformung. Die Bruchverformung wird bei $0,8 \cdot P_{max}$ (P_{max} = maximal erreichte Kraft) festgelegt.
- AUS: Die Fließverformung ist definiert als $1,25 \cdot \delta_{0,4 \cdot P_{max}}$. Dabei beschreibt der Wert $\delta_{0,4 \cdot P_{max}}$ die Verformung bei 40 % von P_{max} . Die Bruchverformung liegt bei $0,8 \cdot P_{max}$.
- FOR: Die Fließverformung wird bei Erreichen von 50 % der maximalen Tragfähigkeit (P_{max}) und die Bruchverformung bei 100 % von P_{max} definiert.
- CEN: Der Schnittpunkt der „Gebrauchsstiefigkeitslinie“ K_{ser} (Sekante von $0,1 \cdot P_{max}$ der Last-Verschiebungs-Kurve zum Wert bei $0,4 \cdot P_{max}$) mit einer Tangente, deren Steigung $1/6$ der „Gebrauchsstiefigkeit“ besitzt, definiert die Fließverformung. Die Bruchverformung wird abermals bei $0,8 \cdot P_{max}$ festgelegt.

3. 1. 1 Arten der Duktilität

In diesem Abschnitt sollen die unterschiedlichen Duktilitätsarten angesprochen und kurz erläutert werden. Für einen ersten Überblick sind in Abb. 3.3 die im Folgenden beschriebenen unterschiedlichen Varianten der Duktilität, graphisch dargestellt.

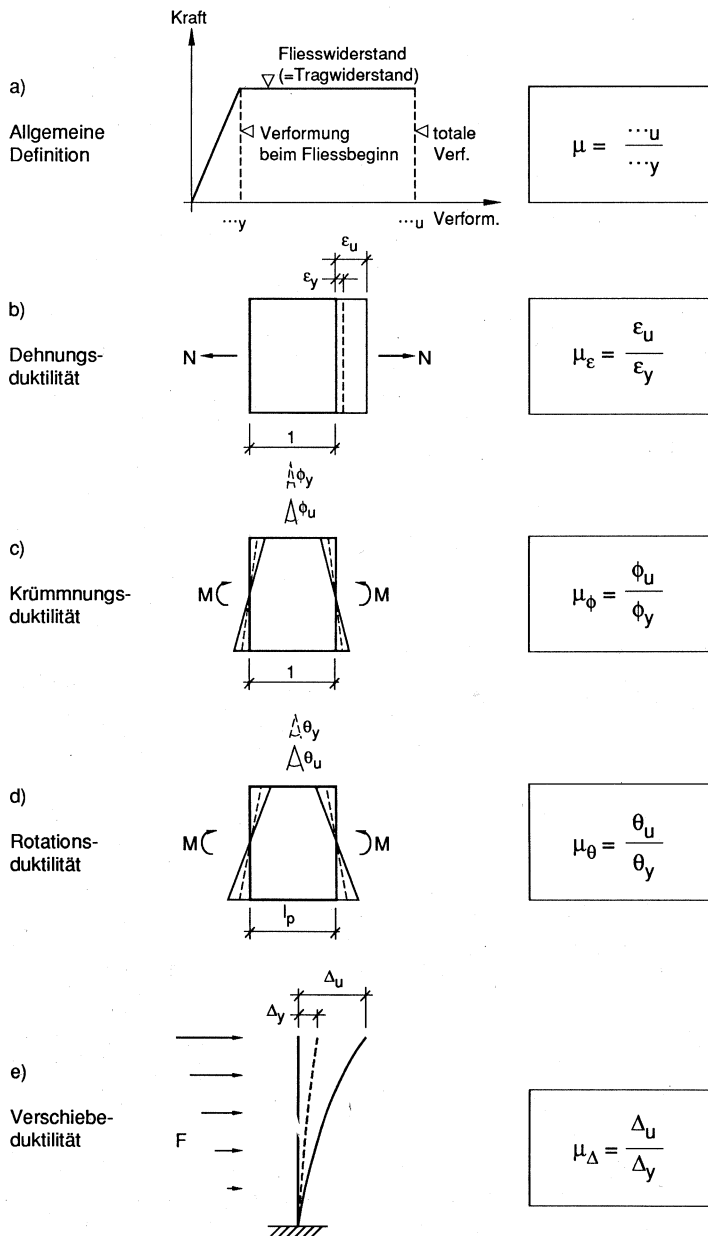


Abb. 3.3 Definition und Arten der Duktilität [9]

Nach [9] können vor allem folgende Arten der Duktilität unterschieden werden:

- Die Dehnungsduktilität μ_ε ist an einem Stabelement der Länge l definiert, das durch eine zentrische Normalkraft beansprucht ist. Sie gibt an, bis zu welchem Vielfachen der Dehnung bei Fließbeginn ε_y das Element gedehnt ist.
- Die Krümmungsduktilität μ_ϕ ist an einem Stabelement der Länge l definiert, das durch ein Biegemoment beansprucht ist. Sie gibt an, bis zu welchem Vielfachen des Krümmungswinkels bei Fließbeginn ϕ_y das Element gekrümmt ist.
- Die Rotationsduktilität μ_θ ist an einem plastischen Gelenk der Länge l_p (plastische Länge) definiert, das durch ein Biegemoment (und eventuell durch eine Normalkraft, z.B. in Stützen) beansprucht ist. Sie gibt an, bis zu welchem Vielfachen des Rotationswinkels bei Fließbeginn θ_y das plastische Gelenk verdreht ist.
- Die Verschiebungsduktilität μ_Δ ist definiert an einem ganzen Bauwerk oder an einem Tragelement (z.B. unten eingespannte Stütze), die durch eine oder mehrere Kräfte beansprucht sind. Sie gibt an, bis zu welchem Vielfachen der Verschiebung bei Fließbeginn Δ_y das Bauwerk bzw. das Tragelement an einer bestimmten Stelle verschoben ist.

Die Duktilität bei maximal möglicher Verformung, d.h. unmittelbar bevor sich ein Versagen ereignet, wird auch als Grenzduktilität bezeichnet. Natürlich muss die, in einem Bauwerk beanspruchte Duktilität, stets kleiner als die Grenzduktilität sein.

Die unterschiedlichen Duktilitätsarten können an ein und demselben Element oft unterschiedliche Werte annehmen. Der Zusammenhang der unterschiedlichen Duktilitätsarten soll im Folgenden an einem Beispiel verdeutlicht werden.

Beispiel

Anhand eines Kragarms soll die Beziehung zwischen Krümmungs- und Verschiebungsduktilität hergeleitet werden (Beispiel leicht verändert übernommen aus [9]).

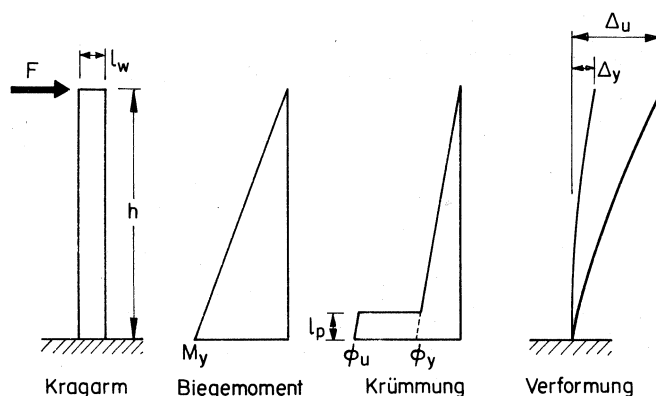


Abb. 3.4 Kragarm mit Einzelkraft im Fließzustand [9]

Mit Hilfe der Elastizitätstheorie können die Verformungen bei Fließbeginn ermittelt werden zu:

Verschiebung:

$$\Delta_y = \frac{F_y \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \quad [3.2]$$

Krümmung:

$$\phi_y = \frac{M_y}{E \cdot J} = \frac{F_y \cdot h}{E \cdot J} = \frac{3 \cdot \Delta_y}{h^2} \quad [3.3]$$

Damit beträgt die plastische Verschiebung:

$$\Delta_u - \Delta_y = (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot \left(h - \frac{l_p}{2}\right) \quad [3.4]$$

Durch Einsetzen von Gl. [3.3] und Division durch Δ_y verändert sich Gl. [3.4] zu

$$\frac{\Delta_u}{\Delta_y} - 1 = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1\right) \cdot \frac{3 \cdot l_p}{h^2} \cdot \left(h - \frac{l_p}{2}\right). \quad [3.5]$$

Eine weitere Umstellung und das Einsetzen der Verschiebungsduktilität $\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$ liefert die Krümmungsduktilität als

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{(\mu_\Delta - 1) \cdot h^2}{3 \cdot l_p \cdot \left(h - \frac{l_p}{2}\right)} + 1. \quad [3.6]$$

Für den gezeigten Fall ist die erforderliche Krümmungsduktilität viel größer als die zugehörige Verschiebeduktilität.

3. 2 Abminderung der Ersatzkraft (q-Faktor)

Wie oben beschrieben kann die Ersatzlast bei der Bemessung aufgrund der, dem zu bemessenden Objekt zugeschriebenen Duktilität verringert werden. Diese Abminderung der Ersatzkraft erfolgt mit Hilfe von Abminderungsfaktoren bzw. deren Reziprokwert, welche als Verhaltensbeiwert (engl.: behaviour factor) oder auch q-Faktor bezeichnet werden.

$$F_y = \alpha_\mu \cdot F_{el} = \frac{F_{el}}{q} \quad \text{oder auch} \quad q = \frac{F_{el}}{\alpha_\mu \cdot F_{el}} = \frac{F_{el}}{F_y} \quad [3.7]$$

mit:

- F_y Abgeminderte Ersatzkraft [N]
- F_{el} (Elastische) Ersatzkraft, für die das Tragwerk bemessen werden müsste, um das Bemessungsbeben (siehe Abschnitt 7. 1. 5) ohne plastische Verformungen zu überstehen [N]
- α_μ Abminderungsfaktor [-]
- q Verhaltensbeiwert [-]

Für die Ermittlung des Abminderungsfaktors wird die Verschiebeduktilität μ_Δ des ganzen Tragwerks herangezogen. Natürlich muss darauf geachtet werden, dass sich die angesetzten Verformungen auch tatsächlich im Bauwerk ausbilden können.

3. 2. 1 Mathematische Ansätze

In Abb. 3.5 sind zwei verschiedene Ansätze zur Abminderung der Ersatzkraft angegeben. Zum einen das Prinzip der gleichen maximalen Verschiebung eines linear-elastischen Einmassenschwingers bzw. eines elastisch-plastischen Einmassenschwingers und zum anderen das Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit (entspricht der Fläche unter den Arbeitslinien) derselben beiden Einmassenschwinger.

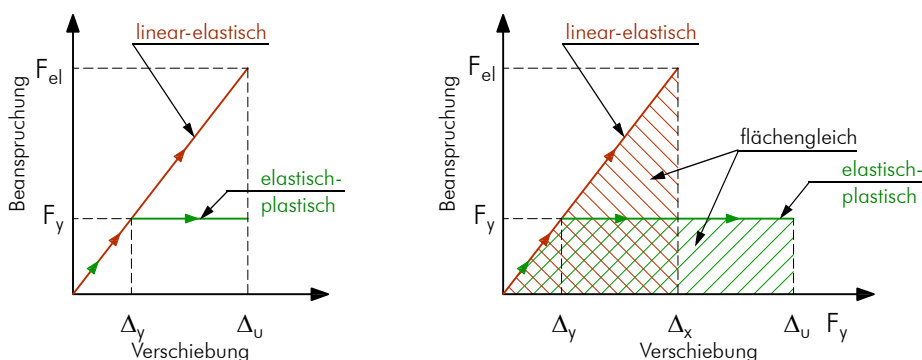


Abb. 3.5 Ansätze zur Abminderung des Tragwiderstandes bzw. der Ersatzkraft nach [9] (überarbeitet)
 a) Prinzip der gleichen Verschiebung | b) Prinzip der gleichen Arbeit

Die in Abb. 3.5 graphisch dargestellten Ansätze sollen im Folgenden auch in mathematischer Form aufgearbeitet werden.

Aus Abb. 3.5 (a) ergibt sich folgender Zusammenhang

$$\alpha_\mu = \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{1}{\mu_\Delta} \quad \text{bzw.} \quad q = \mu_\Delta. \quad [3.8]$$

Herleitung:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\Delta_u}{F_{el}} = \frac{\Delta_y}{F_y} \rightarrow \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{\Delta_y}{\Delta_u} \\ \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \rightarrow \frac{\Delta_y}{\Delta_u} = \frac{1}{\mu_\Delta} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{1}{\mu_\Delta} = \alpha_y$$

Abb. 3.5 (b) hingegen ergibt sich hingegen zu

$$\alpha_\mu = \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu_\Delta - 1}} \quad \text{bzw.} \quad q = \sqrt{2 \cdot \mu_\Delta - 1}. \quad [3.9]$$

Herleitung:

$$\frac{\Delta_y}{F_y} = \frac{\Delta_x}{F_{el}} \rightarrow \Delta_x = \frac{\Delta_y \cdot F_{el}}{F_y} \quad \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \rightarrow \Delta_u = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$$

$$\frac{F_{el} \cdot \Delta_x}{2} = \frac{F_y \cdot \Delta_y}{2} + F_y \cdot (\Delta_u - \Delta_y)$$

$$\frac{F_{el}^2 \cdot \Delta_y}{2 \cdot F_y} = \frac{F_y \cdot \Delta_y}{2} + F_y \cdot \Delta_y \cdot (\mu_\Delta - 1)$$

$$\frac{F_{el}^2 \cdot \Delta_y}{2 \cdot F_y} = F_y \cdot \Delta_y \cdot \left(\frac{1}{2} + \mu_\Delta - 1 \right)$$

$$\frac{F_{el}^2}{F_y^2} = 2 \cdot \mu_\Delta - 1 \rightarrow \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu_\Delta - 1}}$$

In Abb. 3.6 werden die hier vorgestellten Ansätze verglichen. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Abminderungsfaktoren mit steigender Duktilität immer deutlicher unterscheiden. Nach [9] sind die Resultate von Gl. [3.8] für niedrige Eigenfrequenzen von etwa $f < 0,7$ [Hz] geeignet, während für einen Frequenzbereich von 2 - 10 [Hz] Gl. [3.9] bessere Ergebnisse liefert. Für hohe Eigenfrequenzen (ab rund $f > 33$ [Hz]) ist der Einmassenschwinger sehr steif und kann keine plastischen Verformungen mehr ausbilden ($\rightarrow \alpha_\mu = 1,0$).

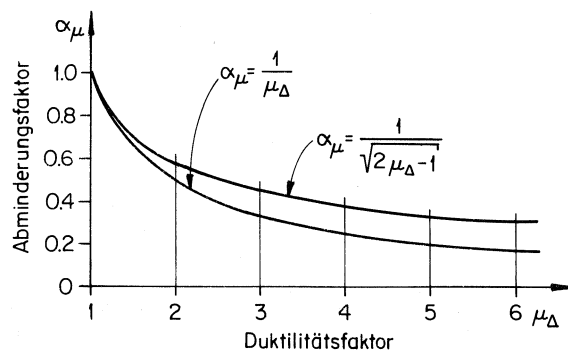


Abb. 3.6 mathematische Abminderungsfunktionen [9]

4 Ermittlung der Einwirkungen

Um mit der Berechnung eines Bauwerks beginnen zu können, müssen gewisse Faktoren bekannt sein. Zum einen auf der Seite des Bauwerks selbst (Konstruktion, Baustoffe, Nutzung, ...) und zum anderen auf der Seite der Einwirkungen. In diesem Abschnitt wird auf die zwei wesentlichen, die Einwirkung „Erdbeben“ betreffenden Faktoren

- Bodenbeschaffenheit und
- Bodenbeschleunigung

eingegangen.

4.1 Bodenbeschaffenheit [11]

Die Bodenbeschaffenheit ist bei Erdbeben naturgemäß ein wichtiger Faktor. Die wichtigsten Baugrundkennwerte welche die lokal auftretenden Erschütterungen beeinflussen können sind:

- Dynamische Deformationseigenschaften mit den Parametern
 - Schub- und/oder Elastizitätsmodul, sowie Poissonzahl des Bodens,
 - Materialdämpfung und
 - Nichtlinearität der Bodeneigenschaften
- Bodenaufbau mit den Parametern
 - Dichte der einzelnen Bodenschichten,
 - Tiefe und Neigung des Felsuntergrundes,
 - Neigung und Mächtigkeit der einzelnen Schichten,
 - Abfolge der Schichten, sowie Inhomogenitäten und Diskontinuitäten und
 - Grundwasserspiegel.

Speziell Lockergesteinsschichten sind diesbezüglich besonders zu betrachten, denn sie haben die Eigenschaft als eine Art Filter zu wirken, indem sie Erdbebenfrequenzen im Bereich ihrer Eigenfrequenz (geringer als die Eigenfrequenz von Fels) verstärken und Frequenzen außerhalb der Eigenfrequenz abschwächen.

Ein gutes Beispiel für diesen Effekt zeigt das Erdbeben von Caracas vom 29. Juli 1967. Abb. 4.1 zeigt anschaulich wie sich die berechneten Beschleunigungsantwortspektren im Bereich des mit Lockergestein überdeckten Felsuntergrundes im Gegensatz zum Bereich ohne Lockergesteinüberdeckung zum Teil um den Faktor 3-4 erhöhen.

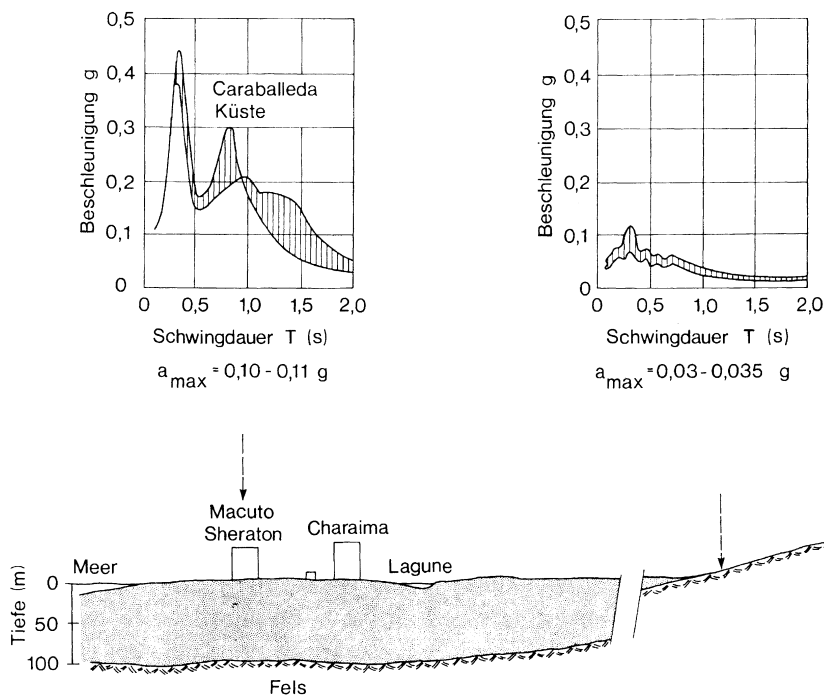


Abb. 4.1 Einfluss der Lockergesteinsüberdeckung auf die Antwortspektren des Erdbebens [11]

Jedoch ist nicht nur die Größenordnung der Bodenbeschleunigung ausschlaggebend für die Schäden, welche an Gebäuden auftreten können. Auch die Frequenz der Bebenwellen, welche auf den Untergrund des Gebäudes treffen haben einen großen Einfluss. So können sich – sofern die Eigenfrequenz des Gebäudes und die Frequenz der Erdbebenwellen ähnliche Werte besitzen – Resonanzen bilden und die Auswirkungen maßgeblich verstärken.

Hohe Gebäude haben im Allgemeinen eine tiefere Eigenfrequenz als Niedrige, dementsprechend ließen sich auch unterschiedliche Schadensbilder in den oben beschriebenen zwei Schadensgebieten beim Beben von Caracas finden. Waren im Bereich der Lockergesteinsüberdeckung vor allem hohe Gebäude von massiven Schädigungen betroffen, so zeigten sich in Gebieten mit felsigem Untergrund besonders bei niedrigen Gebäuden größere Schäden (siehe Abb. 4.2).

Auch beim Erdbeben in Mexiko-City im Jahr 1985 konnten analoge Beobachtungen gemacht werden.

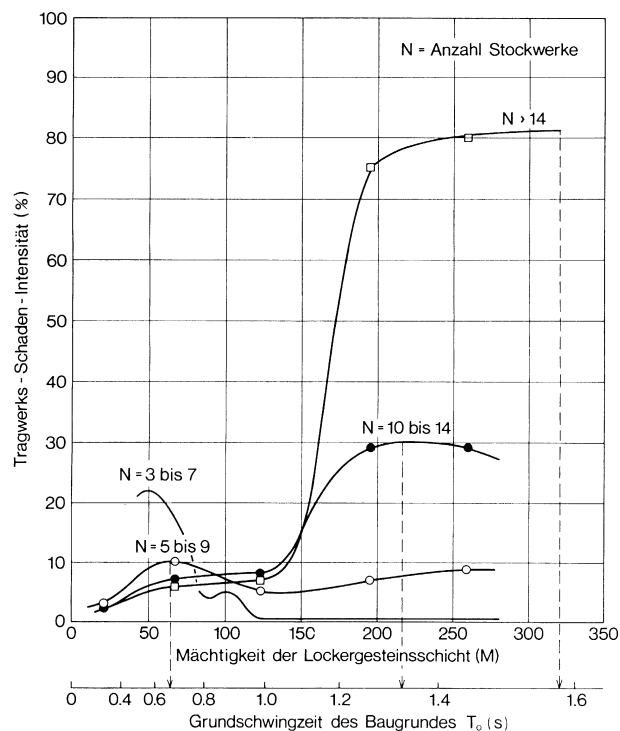


Abb. 4.2 Beziehung zwischen Schaden-Intensität und berechneter Grundschwingzeit des Baugrundes [11]

4. 1. 1 Größenordnungen der baurelevanten Frequenzen [9]

Um die Grenzbereiche der baurelevanten Frequenzen im Erdbebenfall für Bauwerke und die unterschiedliche Bodenschichten besser erfassen zu können sollen die folgenden Ausführungen ein Gefühl für die Größenordnung derselben vermitteln.

- Für Bauwerke ist der folgende Frequenzbereich von Bedeutung:
 - $f \sim 0,1$ Hz bis 30 Hz
- Frequenzbereiche unterschiedlicher Böden:
 - steife Böden, Fels: $f \sim 3$ Hz bis 10 Hz
 - mittelsteife Böden: $f \sim 2$ Hz bis 8 Hz
 - weiche Böden: $f \sim 0,5$ Hz bis 2 Hz
 - sehr weiche Böden: $f \sim 0,3$ Hz bis 0,5 Hz

Eine Abschätzung der Grundeigenfrequenz des Lockergesteins f_0 im Falle horizontaler, weicher Schichten auf hartem Untergrund, kann nach [11] mit dem in Gl. [3.10] gegebenen Zusammenhang getroffen werden.

$$f_0 = \sqrt{\frac{G^*}{4 \cdot H \cdot \rho^*}} \quad , \quad \rho^* = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n \rho_i \cdot H_i \quad , \quad G^* = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n G_i \cdot H_i \quad [3.10]$$

mit:

H gesamte Schichtdicke der weichen Schichten
(Lockergesteinsüberdeckung)

H_i Schichtdicke der i-ten Schicht

G_i Schubmodul der i-ten Schicht

ρ_i Dichte der i-ten Schicht

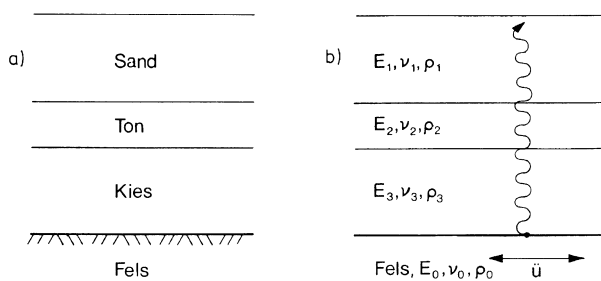


Abb. 4.3 Modell für eindimensionale Berechnung des Einflusses der lokalen Geologie [11]

Sind die Schichten nicht horizontal gelagert oder sind die horizontalen Ausdehnungen im Verhältnis zur Dicke der Überdeckung nicht groß (z.B. bei engen Tälern) sollten genauere Betrachtungen angestellt werden.

Weiters ist es empfehlenswert die Auswirkungen des lokalen Untergrundes genauer zu untersuchen, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- das Gebäude fällt in die Bedeutungskategorie III oder IV
- die Bauwerks-Grundfrequenz liegt ungefähr im Bereich von f_0
- das Impedanzverhältnis q zwischen Felsunterlage und Lockergestein ist ausgeprägt; als Faustregel kann ein Wert größer als etwa 3 angenommen werden (eher größer für weiche Schichten mit hoher Dämpfung; eher kleiner für solche geringer Dämpfung)

$$q = \frac{\rho_0 \cdot v_0}{\rho^* \cdot v^*} > \approx 3 \quad \text{mit} \quad v^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho^*}}$$

Dabei ist:

v_0 Scherwellengeschwindigkeit der Felsunterlage

v^* mittlere Scherwellengeschwindigkeit des Lockergesteins

ρ_0 Dichte der Felsunterlage

Anmerkung:

Ist das Impedanzverhältnis (lat. impedire „hemmen“, „hindern“) groß, sprich ist eine ausgeprägte Inhomogenität gegeben ist das Dämpfungs- bzw. Verstärkungspotential des Untergrundes aus den oben genannten Gründen genauer zu betrachten.

Auch die Topographie spielt im Erdbebenfall eine Rolle. Allerdings erlaubt der heutige Kenntnisstand noch keine praxisgerechte Einbindung im Rahmen der Bemessung und es soll an dieser Stelle nur auf das Vorhandensein dieses Einflusses hingewiesen werden (näheres hierzu findet sich in [11]).

4.2 Maximale Bodenbeschleunigung

Die maximale Bodenbeschleunigung ist eine der bekanntesten Parameter im Erdbebeningenieurwesen und besonders die Möglichkeit, aus der Beschleunigung direkt eine Kraft zu ermitteln ist sehr praktisch. Betrachtet man diese Größe allerdings etwas genauer wird klar, dass dieser Wert alleine keine befriedigenden Antworten auf die zu erwartenden Auswirkungen eines Erdbebens geben kann. Dazu fehlen die Quantifizierungen der zum Teil schon oben beschriebenen weiteren Kennwerte, wie z.B. Frequenz, Amplituden oder auch die Dauer eines Erdbebens.

Für die Einstufung der Größenordnung eines Erdbebens reicht die Bodenbeschleunigung aber in den meisten Fällen aus.

In der Literatur findet sich auch die Möglichkeit aus der Intensität eines Bebens eine maximale Bodenbeschleunigung zu ermitteln. Nach [11] gilt folgende Beziehung:

$$\log(a_h) = 0,25 \cdot I_{MM} - 1,75 \text{ bzw.}$$

$$\log(a_v) = 0,30 \cdot I_{MM} - 2,54$$

mit:

a_h horizontale Spitzenbeschleunigung

a_v vertikale Spitzenbeschleunigung

I_{MM} Intensität nach der MM-Skala (Modified-Mercalli-Intensity)

In den Normenwerken sind – hauptsächlich als Eingangswerte für die Antwortspektren – Referenz-Spitzenbodenbeschleunigungen angegeben. Beispielsweise sind dies die

- Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} (ÖNORM B 1998-1:2006)
wobei für Bodenklasse A gilt: $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$, der
- Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g (DIN 4149:2005) oder der
- Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} (SIA261)

In Tab. 4.1 sind Wertebereiche für die genannten Beschleunigungen für fünf europäische Nationen angegeben.

	Erdbebenzonen	Bezug	Wertebereich
Österreich	5	a_{gR}	0,02 g bis 0,12 g
Schweiz	4	a_{gd}	0,06 g bis 0,16 g
Deutschland	4	a_g	0 g bis 0,08 g
Italien	4	a_{gR}	0,05 g bis 0,35 g
Griechenland	3	a_{gR}	0,16 g bis 0,36 g

Tab. 4.1 Wertebereiche der Spitzen-Bodenbeschleunigung

Abb. 4.4 zeigt exemplarisch die Verteilung der Referenzbodenbeschleunigungen in Österreich anhand ihrer Isolinien.

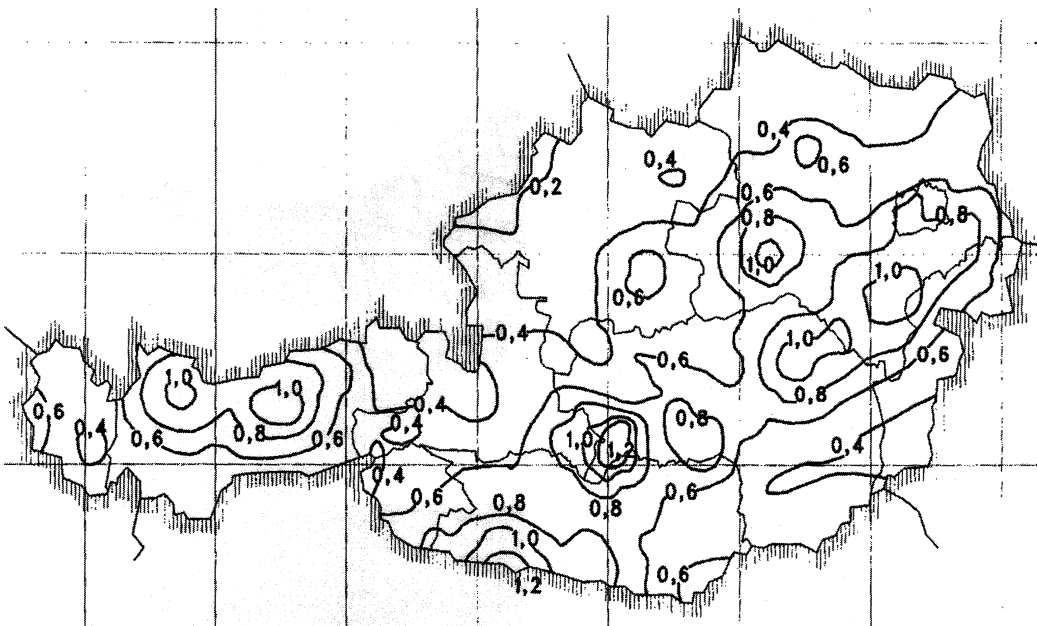


Abb. 4.4 Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} in $[m/s^2]$ für Österreich nach ÖNORM B 1998-1:2006

4.3 Antwortspektrum [12]

Das Antwortspektrum ist für den Ingenieur eines der wichtigsten Werkzeuge zur Bemessung eines, durch Erdbeben gefährdeten, Bauwerks. Mit Hilfe eines Antwortspektrums kann, sofern die Eigenfrequenz bekannt ist, die maximale Beschleunigung, Geschwindigkeit oder Verschiebung (= Spektralwert der Antwort) eines Einmassenschwingers für eine bestimmte Anregung abgelesen werden.

4.3.1 Ermittlung eines Antwortspektrums

Ausgehend von einer bestimmten Anregung werden die Antworten von Einmassenschwingern mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen, aber gleichem Dämpfungskoeffizienten ermittelt. Anschließend wird in einem Diagramm (Antwortspektrum) die maximale Antwort eines jeden Einmassenschwingers abhängig von seiner Eigenkreisfrequenz (ω_i) (bzw. Eigenschwingzeit T_i) aufgetragen. Hiermit erhält man das Antwortspektrum für **eine** bestimmte Anregung und **eine** bestimmte Dämpfung.

In Abb. 4.5 wird in vereinfachter Form die Ermittlung eines Antwortspektrums dargestellt.

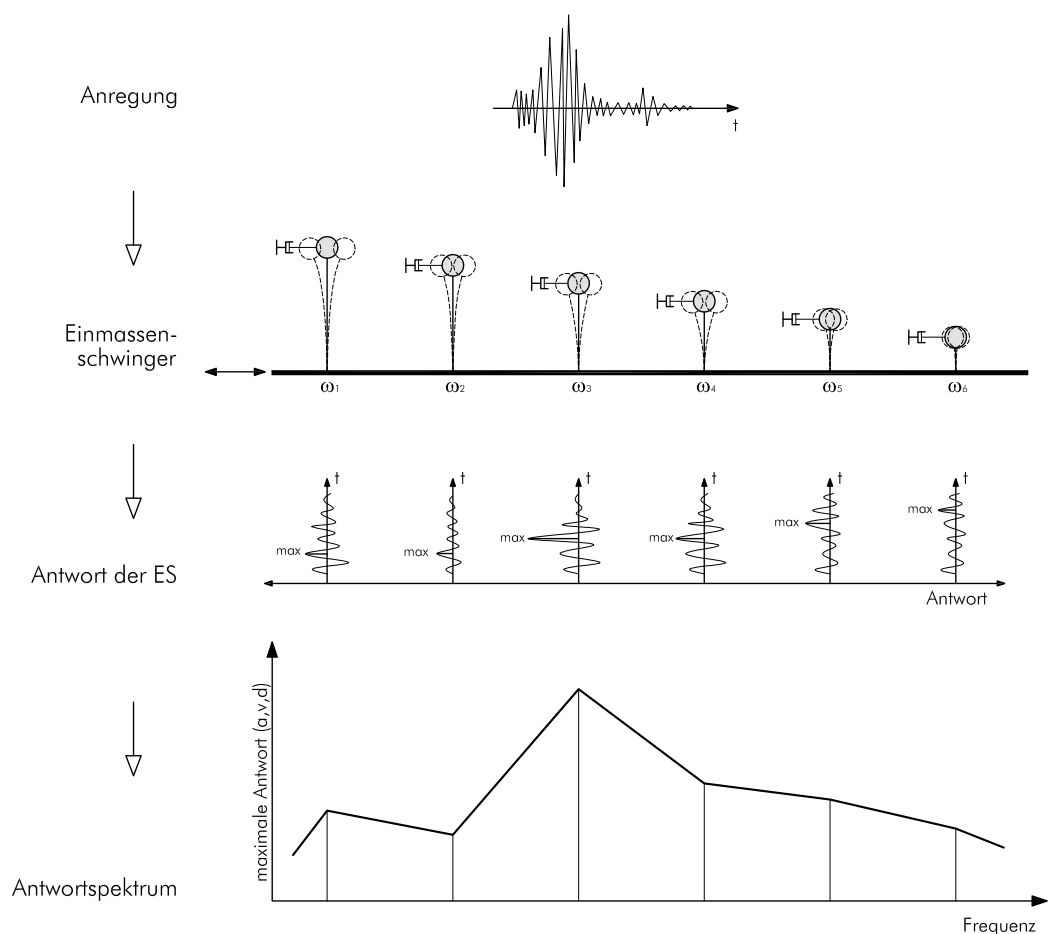


Abb. 4.5 Ermittlung eines Antwortspektrums (vereinfachte Darstellung)

Nun stellt sich die Frage, wie man die maximale Antwort erhält:

Für eine harmonische Anregung wurde dies schon im Kapitel 2 beantwortet. Im realen Fall einer Erdbebenbeanspruchung weist die Schwingung aber keinen harmonischen, sondern einen transienten Schwingungsverlauf auf. Um trotzdem zu einem Ergebnis zu kommen bedient man sich dem Duhamel-Integral.

4.3.2 Bestimmung der Spektralwerte [12];[43]

In diesem Abschnitt wird die Ermittlung der Spektralwerte für eine transiente Schwingung hergeleitet. Der Grundgedanke die zeitlich veränderliche Anregung (hier $P(t)$) zu erfassen besteht darin, diese durch eine Summe von Einzelimpulsen zu beschreiben.

Anmerkung:

Die folgenden Ausführungen beziehen sich wieder auf einen Einmassenschwinger.

Antwort zufolge Einheitsimpuls

Ausgegangen wird von einem Impuls zufolge der Last P zur Zeit τ welcher für eine sehr kurze Zeit ε wirkt. Geht ε gegen 0 wird die Intensität von P zwar ∞ aber der Impuls welcher durch das Integral über die Zeit definiert ist besitzt den Wert 1. Diese Funktion wird als Dirac Delta Funktion ($\delta(t-\tau)$) bezeichnet und ist gemeinsam mit ihrer Antwort in Abb. 4.6 dargestellt.

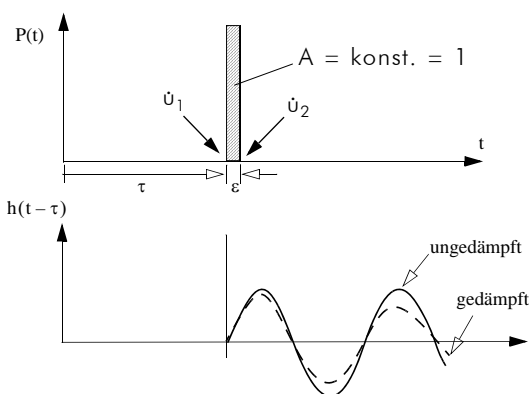


Abb. 4.6 oben: Einheitsimpuls
unten: Antwort auf den Einheitsimpuls [43] (überarbeitet)

Wird von $P = m \cdot \ddot{u}$ ausgegangen und werden beide Seiten über die Zeit der Einwirkung (ε) Integriert folgt daraus der Ausdruck

$$\int_{\tau}^{\tau + \varepsilon} (P) dt = m \cdot (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) \quad [3.11]$$

Da ε gegen 0 geht gilt dieser Ausdruck sowohl für gedämpfte als auch für ungedämpfte Einmassenschwinger.

Mit der Annahme, dass der Einmassenschwinger vor der Aufbringung der Impulslast in Ruhe ist ($\dot{u}_1 = 0$) folgt

$$\dot{u}_2 - \dot{u}_1 = \dot{u}(\tau) \quad [3.12]$$

und wird die oben getroffene Annahme

$$\int_{\tau}^{\tau+\varepsilon} (P) dt = 1 \quad [3.13]$$

beachtet folgt aus Gl. [3.11]

$$1 = m \cdot \dot{u}(\tau). \quad [3.14]$$

Anmerkung:

Nicht die Kraft sondern der Impuls besitzt den Wert 1.

Die Anfangsgeschwindigkeit direkt nach dem Impuls ist demnach

$$\dot{u}(\tau) = \frac{1}{m} \quad [3.15]$$

Die Antwort auf diese Anfangsgeschwindigkeit ist für ein ungedämpftes System in Gl. [3.16] und für ein gedämpftes System in Gl. [3.17] angegeben (mit der Anfangsbedingung $u_{t=0} = 0$)

$$h(t-\tau) = u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_0} \cdot \sin(\omega_0 \cdot (t-\tau)) \text{ für } t \geq \tau \quad [3.16]$$

$$h(t-\tau) = u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_D} \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_D \cdot (t-\tau)) \text{ für } t \geq \tau \quad [3.17]$$

Antwort zufolge beliebiger Einwirkung

Wie oben erwähnt, wird eine beliebige Einwirkung durch eine Summe von Impulsen simuliert. D.h. wenn

$$du(t) = P(\tau)d\tau \cdot h(t-\tau) \quad [3.18]$$

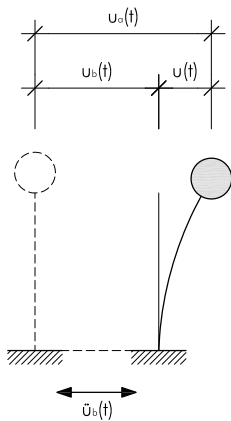
als Antwort auf den Impuls $P(\tau)d\tau$ gilt, kann die Antwort auf eine Belastung $P(t)$ geschrieben werden als

$$u(t) = \int_0^t (P(\tau) \cdot h(t-\tau)) d\tau. \quad [3.19]$$

Gl. [3.19] wird als Faltungsintegral oder auch Duhamel Integral bezeichnet.

Ermittlung der Spektralwerte

Die im Folgenden verwendeten Variablen, welche sich auf die Bewegung eines Einmassenschwingers beziehen sind in Abb. 4.7 definiert.



$u(t)$ relative Massenbewegung
 $u_b(t)$ Bodenbewegung
 $u_a(t)$ absolute Massenbewegung

Abb. 4.7 Bewegungsdefinitionen eines Einmassenschwingers

Wird nun das oben hergeleitete Duhamel-Integral für einen gedämpften Einmassenschwinger angeschrieben erhält man

$$u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_D} \cdot \int_0^t P(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_D \cdot (t-\tau)) d\tau. \quad [3.20]$$

Wird von einer Anregung durch die Bodenbewegung $u_b(t)$ ausgegangen, so gilt

$$P(t) = -(m \cdot \ddot{u}_b(t)) \quad [3.21]$$

Setzt man Gl. [3.21] in Gl. [3.20] ein und setzt $\omega_D \sim \omega_0$ erhält man für den relativen Weg

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_0} \cdot \int_0^t \ddot{u}_b(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_0 \cdot (t-\tau)) d\tau. \quad [3.22]$$

Die Ableitungen für den relativen Geschwindigkeits- bzw. relativen Beschleunigungsverlauf, ergeben sich zu

$$\dot{u}(t) = -\int_0^t \dot{u}_b(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \cos(\omega_0 \cdot (t-\tau)) d\tau \text{ bzw.} \quad [3.23]$$

$$\ddot{u}(t) = \omega_0 \cdot \int_0^t \ddot{u}_b(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_0 \cdot (t-\tau)) d\tau - \ddot{u}_b(t). \quad [3.24]$$

Da die Ableitung von $u(t)$ die absolute Beschleunigung ($\ddot{u}_a(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}_b(t)$) als Ursache hat, ist die zweite Ableitung von $u(t)$ die absolute und nicht die relative Beschleunigung. Um die relative Massenbeschleunigung zu erhalten, muss die Bodenbeschleunigung ($\ddot{u}_b(t)$) noch davon abgezogen werden. Für die Ermittlung der Spektralwerte wird allerdings mit der absoluten Beschleunigung gerechnet.

Aus den Gleichungen Gl. [3.22] bis Gl. [3.24] können nun die Maximalwerte der einzelnen Einmassenschwinger zu

$$S_d(\omega_0, \xi) = \max|u(\omega_0, \xi, t)| \quad [3.25]$$

$$S_v(\omega_0, \xi) = \max|\dot{u}(\omega_0, \xi, t)| \quad [3.26]$$

$$S_a(\omega_0, \xi) = \max|\ddot{u}(\omega_0, \xi, t) + \ddot{u}_b(t)| \quad [3.27]$$

ermittelt werden.

Anmerkung:

S_d ist hier der Spektralwert des relativen Weges. In der EN 1998-1 [1] ist S_d als Wert aus dem Bemessungsantwortspektrum definiert und stellt eine Beschleunigung dar!

Näherungsweise gelten auch folgende Beziehungen

$$S_v = \omega_0 \cdot S_d \text{ bzw.} \quad [3.28]$$

$$S_a = \omega_0 \cdot S_v \quad [3.29]$$

Die durch Gl. [3.28] bzw. Gl. [3.29] ermittelten Werte werden vielfach als „Pseudogeschwindigkeit“ bzw. „Pseudobeschleunigung“ bezeichnet.

Sind genug Antwortspektren – zunächst für den selben Dämpfungskoeffizienten – von unterschiedlichen Anregungen (Erdbebenverläufen) vorhanden, können diese in einem Spektrum zusammengefasst werden. Wird, unter Berücksichtigung statistischer Überlegungen die geglättete Umhüllende dieser einzelnen Spektren ermittelt, resultiert daraus das aus den Normen bekannte Antwortspektrum.

Damit ist es möglich, unabhängig von der Anregung, die maximale Antwort eines Einmassenschwingers zu ermitteln. Wichtig ist, dass jedes Antwortspektrum nur für einen bestimmten Dämpfungskoeffizienten und Baugrund gilt.

In Abb. 4.8 ist die Form ein solchen Antwortspektrums abgebildet. Auf der Ordinate ist hierbei die Spektralbeschleunigung (a_g) abzulesen. Auf der Abszisse ist die Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers (T) (Eigenperiode) aufgetragen.

Weitere Werte des Antwortspektrums sind

T_B untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_C obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_D Beginn des Bereichs konstanter Verschiebung des Spektrums

S Bodenparameter

η Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5 % viskose Dämpfung

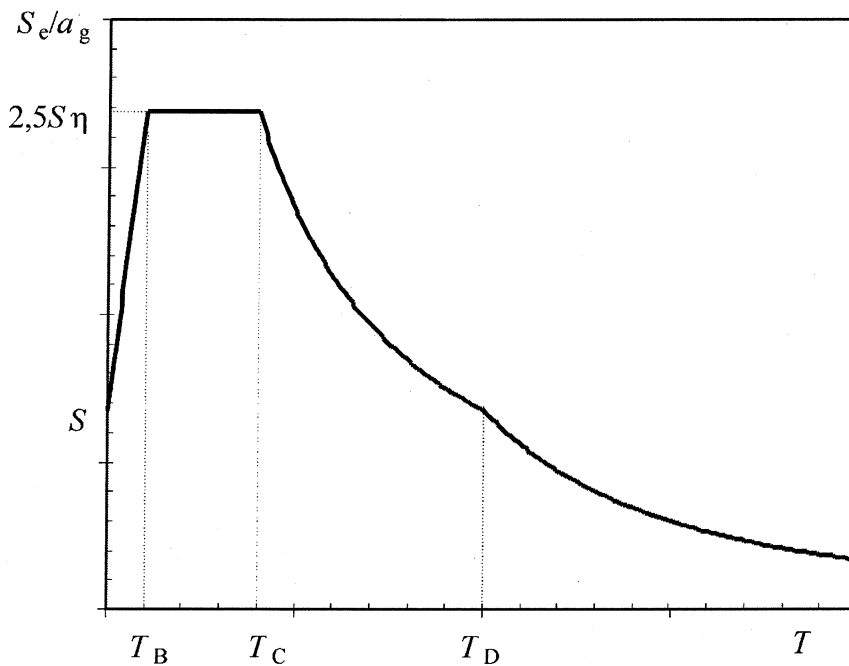


Abb. 4.8 Form des elastischen Antwortspektrums in der EN 1998-1 [1]

Anmerkung:

In der EN 1998-1 [1] findet sich auch ein Bemessungsantwortspektrum, welches den Verhaltensbeiwert „q“ berücksichtigt.

5 Berechnungsmodelle für Lasten aus Erdbeben

[9];[12]

In diesem Abschnitt wird auf Berechnungsmodelle für den außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“ eingegangen. Um die Unterschiede bezüglich Aufwand und Nutzen der Berechnungsverfahren besser nachvollziehen zu können, soll am Ende dieses Abschnittes ein einfaches 2D-Beispiel (dreistöckiger Rahmen) für das Ersatzlastverfahren und das Antwortspektrumverfahren (modale Analyse) durchgerechnet werden. Auf die Darstellung des Zeitverlaufverfahrens wird im Beispiel aufgrund des erheblichen Rechenaufwandes verzichtet.

Anmerkung:

Bei den folgenden Ausführungen wird der Einfluss einer möglichen Torsionsbeanspruchung nicht berücksichtigt!

Um einen ersten Überblick zu den im Folgenden behandelten Berechnungsmodellen geben zu können werden die wichtigsten Merkmale derselben in der Tab. 5.1 vergleichend gegenübergestellt.

Merkmal	Ersatzkraftverfahren	Modales Verfahren	Zeitverlaufsverfahren
Art der Berechnung	nur statische, lineare Berechnung	dynamische, lineare Berechnung	dynamische, nichtlineare Berechnung
Einsatzzweck (vorwiegend)	Bemessung	Bemessung, Nachweis	Nachweis
Aufwand	relativ klein	mittel	groß
Anwendungsbereich	regelmäßige und normale Bauwerke	unregelmäßige und/oder bedeutende Bauwerke (z.B. Atomkraftwerke)	
Bemessungs- bzw. Nachweisgrößen	Tragwiderstand	Tragwiderstand	Tragwiderstand und lokaler Duktilitätsbedarf
Bemessungs- bzw. Nachweis-Erdbeben	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Beschleunigungs-seismogramme

Tab. 5.1 Wichtigste Merkmale der hauptsächlichen Berechnungsverfahren für die Erdbebeeinwirkung [9]

5.1 Ersatzkraftverfahren (quasi-statische Methode)

Um die durch ein Erdbeben eingebrachten Belastungen für ein Gebäude zu erhalten wird bei diesem Verfahren die Erdbebenbeschleunigung mit der Gesamtmasse des Bauwerks multipliziert.

$$F_{\text{ges}} = M_{\text{ges}} \cdot a_g \quad [3.30]$$

Anmerkung:

Bei Berechnungen wird im Allgemeinen mit Gewichten (in [kN]) und nicht mit Massen (in [kg]) gerechnet! Es muss hier mit der Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ [m/s}^2\text{]}$) multipliziert werden.

Der Wert für die Bemessungsbeschleunigung a_g kann aus den entsprechenden Normen für die unterschiedlichen Erdbebenzonen entnommen werden.

Wird von einem starren Gebäude und einer konstanten Beschleunigung über die Bauwerkshöhe ausgegangen, kann die mittels Gl. [3.30] errechnete Beanspruchung für die statische Bemessung übernommen werden. Für den (üblichen) Fall eines „flexiblen“ Bauwerkverhaltens muss die Kraft F_{ges} mittels geeigneter Methoden auf die einzelnen Stockwerke aufgeteilt werden (siehe [12],[9]).

In Gl. [3.30] werden aber weder die Baugrundverhältnisse noch die Duktilitätseigenschaften des Bauwerks berücksichtigt. Aus diesem Grund kann dieses Verfahren in der Regel nur für eine Abschätzung der zu erwartenden Lasten verwendet werden.

5. 1. 1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren nach EN 1998-1

Eine leicht abgewandelte Form des Ersatzlastverfahrens beschreibt das „vereinfachte Antwortspektrumverfahren“, welches in der EN 1998-1 [1] beschrieben wird. Bei diesem Verfahren werden die Faktoren

- Eigenfrequenz
durch Ermittlung der Bemessungs-Bodenbeschleunigung mit Hilfe des Antwortspektrums und der ersten Eigenfrequenz des Bauwerks,
- Bodenklasse
durch Einführung des Faktors S für die Baugrundklasse und
- Duktilität
durch die Miteinbeziehung des Verhaltensbeiwertes

in der Berechnung berücksichtigt. Weiters besteht die Möglichkeit, die Belastung mit Bezug auf die erste Eigenform auf die einzelnen Stockwerke zu verteilen (siehe Beispiel).

5. 2 Antwortspektrumverfahren (Modale Analyse)

Im Unterschied zum Ersatzlastverfahren wird beim Antwortspektrumverfahren das Gebäude als Mehrmassenschwinger (siehe Kapitel 2 Abschnitt 2. 3) modelliert. Hierzu wird für jede Eigenfrequenz ein modaler Einmassenschwinger ermittelt. Bei einer Fußpunkterregung – wie dem Lastfall „Erdbeben“ – ergibt sich somit für die dynamische Last

$$\{p(t)\} = -[M] \cdot \{l\} \cdot \ddot{u}_b(t). \quad [3.31]$$

Wobei $\{l\}$ als Übertragungsvektor dient, d.h. wenn alle Freiheitsgrade des Systems in der Richtung der Bodenbeschleunigung liegen, bildet $\{l\}$ einen Einheitsvektor. Falls einige Freiheitsgrade in diese Richtung gesperrt sind, ist an den entsprechenden Stellen des Vektors $\{l\}$ der Wert 0 einzusetzen.

Für die generalisierte Last der i-ten Eigenform ergibt sich somit

$$P_i^*(t) = -\alpha_i \cdot \ddot{u}_b(t) \quad [3.32]$$

mit

$$\alpha_i = \{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{l\} \quad [3.33]$$

α_i Beteiligungsfaktor

Mit Hilfe der Antwortspektrum Methode verändert sich Gl. [2.63] mit einer entsprechenden Fußpunktanregung $\ddot{u}_b(t)$ somit zu

$$y_i(t) = \frac{\alpha_i}{M^*_{i, \omega_i}} \cdot \int_0^t \ddot{u}_b(\tau) \cdot e^{-\xi_i \cdot \omega_i \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_i \cdot (t-\tau)) d\tau \quad [3.34]$$

Mit den unter Abschnitt 4. 3 ermittelten „Spektralwerten“ und bei Berücksichtigung der gezeigten vereinfachten Beziehungen kann Gl. [3.34] umgeformt werden zu

$$\max y_i(t) = \frac{\alpha_i}{M^*_{i, \omega_i}} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i) = \frac{\alpha_i}{M^*_{i, \omega_i}} \cdot S_d(\omega_i, \xi_i). \quad [3.35]$$

Der Vektor für die Erdbebenlasten der i-ten Eigenform zeigt sich damit als

$$\begin{aligned} \{H_i\} &= -[M] \cdot \{\ddot{u}_{i, \max}\} = \omega_i^2 \cdot [M] \cdot \{u_{i, \max}\} = \\ &= \omega_i^2 \cdot [M] \cdot \{\psi_i\} \cdot y_{i, \max} = [M] \cdot \{\psi_i\} \cdot \frac{\alpha_i}{M^*_{i, \omega_i}} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i) \end{aligned} \quad [3.36]$$

Betrachtet man nun die Belastung auf eine einzelne Masse m_k erhält man

$$H_{k, i} = m_k \cdot \psi_{k, i} \cdot \frac{\alpha_i}{M^*_{i, \omega_i}} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i) \quad [3.37]$$

Wird weiters berücksichtigt, dass – falls $\{1\}$ den Einheitsvektor bildet – die Summe der einzelnen Einträge des Vektors $[M] \cdot \{\psi_i\}$ gleich dem Wert α_i ist, kann die Gesamterdbebenlast für die i-te Eigenform geschrieben werden zu

$$H_{i, ges} = \sum_{k=1}^n H_{k, i} = \frac{\alpha_i^2}{M^*_{i, \omega_i}} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i) = m_{e, i} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i). \quad [3.38]$$

Gl. [3.38] kann auch als Erdbebenlast, welche auf den modalen Einmassenschwinger mit der Eigenkreisfrequenz ω_i und der modalen Dämpfung ξ_i wirkt, betrachtet werden. Daraus folgt, dass $m_{e, i}$ einer „Ersatzmasse“ entspricht, welche, multipliziert mit der Beschleunigung S_a , eben diese Last ergibt.

Bildet man nun das Verhältnis der Gesamtmasse des realen Systems zu der Ersatzmasse, kann gezeigt werden, dass

$$\varepsilon_1 > \varepsilon_2 > \varepsilon_3 > \dots > \varepsilon_n \quad [3.39]$$

gilt.

Dabei sind:

$$m_{e,i} = \frac{\alpha_i^2}{M^*_i} \quad , \quad m = \sum_{k=1}^n m_k \quad , \quad \varepsilon_i = \frac{m_{e,i}}{m}$$

ε Ersatzmassenfaktor

Weiters gilt die Beziehung

$$\sum_{k=1}^n \varepsilon_k = 1 .$$

Mit dem Ersatzmassenfaktor kann somit die „notwendige“ Anzahl der, bei der Berechnung der Erdbebenlasten, zu berücksichtigenden Eigenformen definiert werden. Beispielsweise gilt nach der EN 1998-1 [1] die Anzahl der berücksichtigten Modalformen als ausreichend, sobald gilt, dass

- die Summe der effektiven Modalmassen (=Ersatzlasten) der berücksichtigten Modalbeiträge mindestens 90% der Gesamtmasse erreicht haben,

d.h. es gilt $\sum \varepsilon_k \geq 0,9$ oder

- alle Modalbeiträge, deren effektive Modalmassen größer als 5% der Gesamtmasse sind berücksichtigt wurden, d.h. es wurden alle $\varepsilon_k > 0,05$ berücksichtigt

Nach Berechnung der Belastungen für die maßgebenden Modalformen, stellt sich noch die Frage der Kombination derselben. Eine einfache Summenbildung ist zwar möglich, allerdings auch sehr konservativ, denn die errechneten Maximalwerte treten – bei genügend großem Abstand der Eigenfrequenzen – nicht zeitgleich auf. Eine Möglichkeit der Kombination bietet die SRSS-Formel (engl.: Square-Root-of-Sum-of-Squares) welche auch im gerechneten Beispiel verwendet wurde. Andere Kombinationsregeln sind unter anderem in [12] zu finden.

5.3 Zeitverlaufsverfahren

Bei den ersten beiden Verfahren geht die Information der Zeit verloren. Mit Hilfe der Zeitverlaufsmethode kann die Zeit als Faktor mitberücksichtigt werden.

Um dies zu bewerkstelligen ist allerdings eine direkte Integration von Gl. [3.22] notwendig.

Da der Beschleunigungsverlauf aber keine harmonische Funktion beschreibt, ist dies nur mit numerischen Verfahren möglich (z.B. mit dem Newmark-Verfahren).

Auf eine genauere Beschreibung des Zeitverlaufsverfahrens wird an dieser Stelle verzichtet und auf [12] und [9] verwiesen.

5. 4 Berechnungsbeispiel

Dieses Berechnungsbeispiel soll zum besseren Verständnis der, unter den vorangegangenen Punkten beschriebenen, Berechnungsverfahren beitragen. Es ist zu beachten, dass für dieses Beispiel keine besondere Rücksicht auf die Normenregelungen genommen wurde, sondern die Berechnungsverfahren an und für sich im Mittelpunkt stehen. Einzelne Berechnungswerte, welche in Normen geregelt sind und aus praktischen Gründen nicht selbst ermittelt wurden (z.B. Antwortspektren), wurden aus der EN 1998-1 [1] übernommen.

5. 4. 1 Angabe und Randbedingungen

Standort: Graz ($\rightarrow a_{gR} = 0,47 \text{ m/s}^2$)
 Bedeutungskategorie: II ($\rightarrow \gamma_i = 1,0$)
 Dämpfung: $\xi_i = 0,02$
 Baugrundklasse: C (tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern)

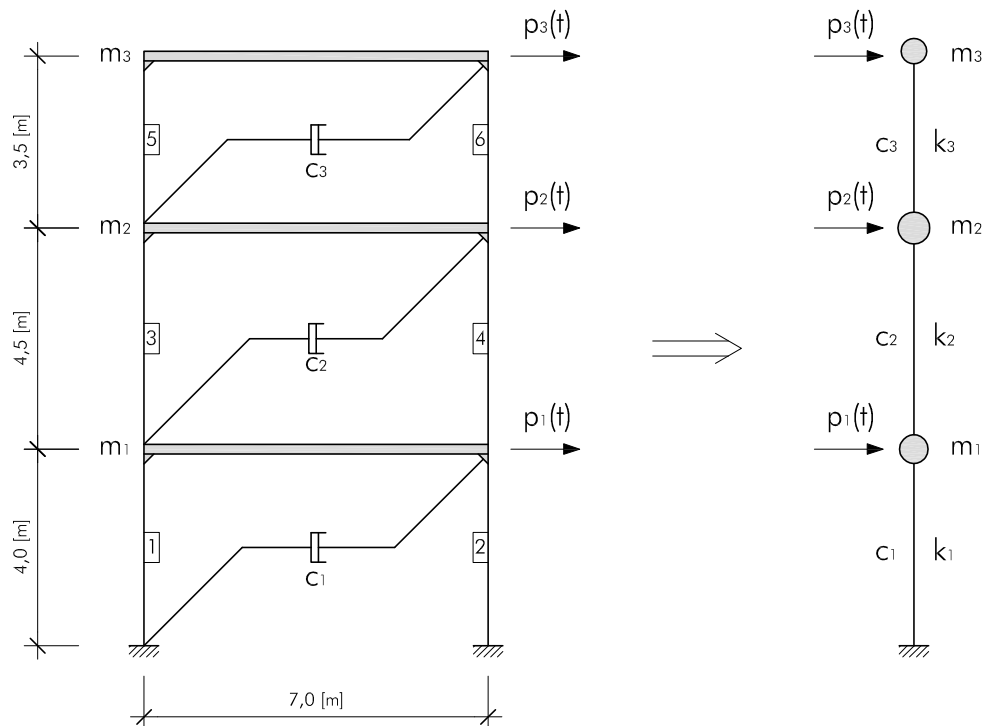


Abb. 5.1 Skizze zum Berechnungsbeispiel: dreistöckiger Rahmen mit Prinzipskizze des Punktmassenmodells

Für die Stäbe (1-6) gilt:

$$E \cdot A \rightarrow \infty$$

$$m = 0$$

$$E = 11600 \text{ N/mm}^2$$

$$J_{\text{I}} = J_1 = J_2 = 124 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$J_{\text{II}} = J_3 = J_4 = 93 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$J_{\text{III}} = J_5 = J_6 = 68 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Für alle „Decken“ gilt:

$$E \cdot A \rightarrow \infty$$

$$E \cdot J \rightarrow \infty$$

$$m_1 = 18,9 \text{ t}$$

$$m_2 = 21,0 \text{ t}$$

$$m_3 = 16,8 \text{ t}$$

5. 4. 2 Berechnung nach dem Ersatzlastverfahren

Bestimmung der einwirkenden Gesamtkraft

$$H_{\text{ges}} = a_g \cdot \sum m_k$$

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_i = 0,47 \cdot 1,00 = 0,47 \text{ m/s}^2$$

$$H_{\text{ges}} = 0,47 \cdot (18,9 + 21,0 + 16,8) = 0,47 \cdot 56,7 = 26,7 \text{ kN}$$

Wird von einem „starr“ Gebäude ausgegangen, kann diese Kraft als Horizontalkomponente angesetzt werden, wobei der Angriffspunkt dieser Last im Gebäudeschwerpunkt liegen würde. Bei diesem Beispiel wird aber ein „flexibles“ Bauwerkverhalten angenommen, weshalb die einzelnen Lasten auf die Geschosse aufgeteilt werden müssen. An dieser Stelle wird lediglich eine Möglichkeit der Verteilung (Verteilung proportional zu den Momenten zweiter Ordnung) gezeigt, in [12] sind weitere Berechnungsverfahren angeführt.

Verteilung der Einwirkung auf die Geschosse

$$H_k = \frac{m_k \cdot h_k^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i^2} \cdot H_{\text{ges}}$$

$$\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i^2 = 18,9 \cdot 4,00^2 + 21,0 \cdot 8,50^2 + 16,8 \cdot 12,0^2 = 4239 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$H_1 = \frac{m_1 \cdot h_1^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i^2} \cdot H_{\text{ges}} = \frac{18,9 \cdot 4,00^2}{4239} \cdot 26,7 = 1,90 \text{ [kN]}$$

$$H_2 = \frac{m_2 \cdot h_2^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i^2} \cdot H_{ges} = \frac{21,0 \cdot 8,50^2}{4239} \cdot 26,7 = 9,56 \text{ [kN]}$$

$$H_3 = \frac{m_3 \cdot h_3^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i^2} \cdot H_{ges} = \frac{16,8 \cdot 12,0^2}{4239} \cdot 26,7 = 15,2 \text{ [kN]}$$

5. 4. 3 Berechnung nach der Antwortspektrum-Methode

Um mit der Antwortspektrum-Methode die Belastung auf die einzelnen Stockwerke ermitteln zu können, ist zuerst die modale Analyse durchzuführen. Anschließend kann mit der Formel

$$\{H_i\} = [M] \cdot \{\psi_i\} \cdot \frac{\alpha_i}{M^*_i} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i)$$

die Belastung auf die einzelnen Stockwerke bei der i-ten Eigenfrequenz berechnet und in einem weiteren Schritt die Kombination dieser Belastungen ermittelt werden.

Bestimmung der Grundkennwerte

- Massenmatrix

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 18,9 & 0 & 0 \\ 0 & 21,0 & 0 \\ 0 & 0 & 16,8 \end{bmatrix}$$

- Steifigkeitsmatrix

Die Steifigkeitsmatrix für diese Beispiel kann sowohl mit einem Statikprogramm, als auch mittels der Deformationsmethode bestimmt werden. In diesem Fall wurde das System in das Stabwerksprogramm „RuckZuck“ eingegeben. Um die Steifigkeitskennwerte zu erhalten wurde jeweils ein Stockwerk um den Betrag „1,0“ verschoben. Die in den Stockwerken auftretenden „Auflagerkräfte“ lieferten anschließend die gesuchten Steifigkeiten. An dieser Stelle wird allerdings auf eine ausführliche Darstellung verzichtet. Die Steifigkeitsmatrix ergibt sich zu

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{1,1} & k_{1,2} & k_{1,3} \\ k_{2,1} & k_{2,2} & k_{2,3} \\ k_{3,1} & k_{3,2} & k_{3,3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 824 & -284 & 0 \\ -284 & 726 & -442 \\ 0 & -442 & 442 \end{bmatrix}$$

- Eigenfrequenz, Eigenform, modale Massenmatrix

Mit Hilfe der Massenmatrix und der Steifigkeitsmatrix können die Eigenfrequenzen und Eigenformen des Mehrmassenschwingers errechnet werden. Diese Werte können entweder mittels einer geeigneten Berechnungssoftware oder bei einigen Statikprogrammen auch direkt ausgelesen werden. Für dieses Beispiel wurde die Eigenfrequenz mit dem Softwarepaket MATLAB[®] ermittelt.

Für die drei Eigenkreisfrequenzen ergeben sich aus der Bedingung

$$\det|[K] - \omega^2 \cdot [M]| = 0 \rightarrow \omega_i$$

$$\omega_1 = 2,07 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad , \quad \omega_2 = 6,21 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad , \quad \omega_3 = 7,85 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Die normierten Eigenvektoren erhält man mit

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{\psi_i\} = 0 \rightarrow \{\psi_i\} \quad \text{zu}$$

$$\{\psi_1\} = \begin{Bmatrix} 0,239 \\ 0,624 \\ 0,745 \end{Bmatrix} \quad , \quad \{\psi_2\} = \begin{Bmatrix} 0,789 \\ 0,261 \\ -0,557 \end{Bmatrix} \quad , \quad \{\psi_3\} = \begin{Bmatrix} -0,557 \\ 0,666 \\ -0,497 \end{Bmatrix}$$

Daraus ergibt sich die (normierte) Modalmatrix zu

$$[\Phi] = \{\psi_1, \psi_2, \psi_3\} = \begin{bmatrix} 0,239 & 0,789 & -0,557 \\ 0,624 & 0,261 & 0,666 \\ 0,745 & -0,557 & -0,497 \end{bmatrix}$$

Für die modale Massenmatrix erhält man damit

$$[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi] = M^* = \begin{bmatrix} 18,6 & 0 & 0 \\ 0 & 18,4 & 0 \\ 0 & 0 & 19,3 \end{bmatrix}$$

- Beteiligungsfaktoren

$$\alpha_i = \{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{1\}$$

$$\alpha_1 = \left\{ \begin{matrix} 0,239 & 0,624 & 0,745 \end{matrix} \right\} \cdot \begin{bmatrix} 18,9 & 0 & 0 \\ 0 & 21,0 & 0 \\ 0 & 0 & 16,8 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = 30,11$$

$$\alpha_2 = \begin{Bmatrix} 0,789 & 0,261 & -0,557 \end{Bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 18,9 & 0 & 0 \\ 0 & 21,0 & 0 \\ 0 & 0 & 16,8 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = 11,0$$

$$\alpha_2 = \begin{Bmatrix} -0,557 & 0,666 & -0,497 \end{Bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 18,9 & 0 & 0 \\ 0 & 21,0 & 0 \\ 0 & 0 & 16,8 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = -4,89$$

Ermittlung des Spektralwertes der Beschleunigung (S_a)

Der Spektralwert S_a kann aus dem Antwortspektrum einer Norm ausgelesen werden. Für dieses Beispiel wurde das elastische Antwortspektrum für Horizontalkomponenten (Typ1) aus der EN 1998-1 [1] verwendet. Da die Spektralbeschleunigung in der Praxis nicht direkt aus dem Diagramm herausgelesen bzw. gemessen wird, sondern mit Hilfe der bereitgestellten Formeln berechnet wird, wird hier auf die Darstellung des Antwortspektrums verzichtet und für Anschauungszwecke auf Abb. 4.8 bzw. [1] verwiesen. Die in der EN 1998-1 [1] angegebenen Grenzwerte des elastischen Antwortspektrums sind in Tab. 5.2 angeführt.

Baugrundklasse	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tab. 5.2 Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [1]

Für die in diesem Berechnungsbeispiel angenommene Baugrundklasse C muss demnach mit den folgenden Grundkennwerten des Antwortspektrums gerechnet werden

- $S = 1,15$
- $T_B = 0,20$ s
- $T_C = 0,60$ s
- $T_D = 2,0$ s

Mit dem Dämpfungskorrekturbeiwert η (bei einer von 5% abweichender Dämpfungszahl)

$$\eta_i = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi_i)}} \geq 0,55 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + 2)}} = 1,20 \text{ [-]}$$

erhält man für den Spektralwert der erste Eigenform ($T_1 = 3,04 \text{ [s]}$)

$$T_D \leq T \leq 4 \Rightarrow S_a(\omega_i, \xi_i) = S_e(T_i) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,50 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

$$S_{a,1} = 0,47 \cdot 1,15 \cdot 1,20 \cdot 2,50 \cdot \left[\frac{0,60 \cdot 2,00}{3,04^2} \right] = 0,21 \text{ m/s}^2$$

und für die zweite und dritte Eigenform ($T_2 = 1,01 \text{ [s]}$; $T_3 = 0,80 \text{ [s]}$) ergibt sich:

$$T_C \leq T \leq T_D \Rightarrow S_a(\omega_i, \xi_i) = S_e(T_i) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$S_{a,2} = 0,47 \cdot 1,15 \cdot 1,20 \cdot 2,50 \cdot \left[\frac{0,60}{1,01} \right] = 0,96 \text{ m/s}^2$$

$$S_{a,3} = 0,47 \cdot 1,15 \cdot 1,20 \cdot 2,50 \cdot \left[\frac{0,60}{0,80} \right] = 1,22 \text{ m/s}^2$$

Berechnung der Modalbeiträge der Belastung

$$\{H_i\} = [M] \cdot \{\psi_i\} \cdot \frac{\alpha_i}{M^*_i} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i)$$

$$\{H_1\} = \begin{bmatrix} 18,9 & 0 & 0 \\ 0 & 21,0 & 0 \\ 0 & 0 & 16,8 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 0,239 \\ 0,624 \\ 0,745 \end{Bmatrix} \cdot \frac{30,1}{18,6} \cdot 0,21 = \begin{Bmatrix} 1,54 \\ 4,45 \\ 4,25 \end{Bmatrix}$$

$$\{H_2\} = \begin{bmatrix} 18,9 & 0 & 0 \\ 0 & 21,0 & 0 \\ 0 & 0 & 16,8 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} 0,789 \\ 0,261 \\ -0,557 \end{Bmatrix} \cdot \frac{11,0}{18,4} \cdot 0,96 = \begin{Bmatrix} 8,56 \\ 3,15 \\ -5,37 \end{Bmatrix}$$

$$\{H_3\} = \begin{bmatrix} 18,9 & 0 & 0 \\ 0 & 21,0 & 0 \\ 0 & 0 & 16,8 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} -0,557 \\ 0,666 \\ -0,497 \end{Bmatrix} \cdot \frac{-4,89}{19,3} \cdot 1,22 = \begin{Bmatrix} 3,25 \\ -4,32 \\ 2,58 \end{Bmatrix}$$

Ermittlung der Ersatzmassenfaktoren

$$\varepsilon_i = \frac{\alpha_i^2}{M_i^*} \quad \text{mit} \quad m = \sum m_k = (18,9 + 21,0 + 16,9) = 56,8 \text{ t}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{30,1^2}{18,6} = 0,86 \quad \varepsilon_2 = \frac{11,0^2}{18,4} = 0,12 \quad \varepsilon_3 = \frac{4,89^2}{19,3} = 0,02$$

Zusammenfassung der Berechnungswerte

	Eigenformen		
	1	2	3
Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	2,07	6,21	7,85
Eigenfrequenz f_i [Hz]	0,329	0,988	1,249
Eigenperiode T_i [s]	3,04	1,01	0,80
Dämpfung ξ_i [-]	0,02	0,02	0,02
modale Masse M_i^* [t]	18,6	18,4	19,3
Beteiligungsfaktor α_i [t]	30,11	11,0	-4,89
Spektralwert der Beschleunigung S_a [m/s ²]	0,21	0,96	1,22
Ersatzmassenfaktor ε [-]	0,86	0,12	0,02

Tab. 5.3 zusammengefasste Grundwerte

Kombination der Modalbeiträge

Nach den in [1] angeführten Bedingungen für die zu berücksichtigenden Modalbeiträge (siehe Abschnitt 5. 2) müssen für dieses Beispiel die ersten beiden Modalbeiträge bei der Berechnung kombiniert werden.

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = 0,86 + 0,12 = 0,98 \geq 0,90$$

Da es sich bei diesen Modalbeiträgen um voneinander unabhängige Beiträge handelt, d.h. der Abstand zwischen den Eigenfrequenzen ist genügend groß (nach [1] gegeben wenn $T_i \leq 0,9 \cdot T_h$ (mit $T_i \leq T_h$)), darf folgende Kombinationsregel angewendet werden

$$H_{k,ges} = \sqrt{\sum H_{k,i}^2}$$

Diese Kombination wird als SRSS-Kombination bezeichnet (engl.: Square-Root-of-Sum-of-Squares).

Die Belastungen der einzelnen Stockwerke (hier beschreibt der Index nicht die Eigenform, sondern das Stockwerk!) ergeben sich abschließend zu

$$H_{1,ges} = \sqrt{4,25^2 + (-5,37)^2} = 6,85 \text{ [kN]}$$

$$H_{2,ges} = \sqrt{4,45^2 + 3,15^2} = 5,45 \text{ [kN]}$$

$$H_{3,ges} = \sqrt{1,54^2 + 8,56^2} = 8,70 \text{ [kN]}$$

5. 4. 4 Zusammenfassung der Ergebnisse

In der folgenden Tabelle werden die Berechnungsergebnisse für das vorliegende Berechnungsbeispiel zusammengefasst und gegenübergestellt.

	Ersatzlastverfahren	Antwortspektrumverfahren
H_1	1,90	6,85
H_2	9,56	5,45
H_3	15,2	8,70
H_{ges}	26,7	21,0

Tab. 5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Aus Tab. 5.4 geht hervor, dass speziell die Verteilung der Belastungen stark unterschiedlich ist, während sich die Gesamtlast nur verhältnismäßig wenig verändert. Dies lässt den Schluss zu, dass das Ersatzlastverfahren für eine erste Abschätzung durchaus geeignet ist. Es wird aber trotzdem empfohlen mit dem „vereinfachten Antwortspektrumverfahren“, wie es in der EN 1998-1 [1] beschrieben ist, zu rechnen. Die Begründung hierfür liegt darin, dass wichtige Einflussfaktoren (siehe Abschnitt 5. 1. 1 in diesem Kapitel) berücksichtigt werden und der Rechenaufwand nur minimal höher ist.

6 Bemessungsmodelle [9]

Im Zuge der Bemessung eines Bauwerks bei einer Erdbebeneinwirkung muss dem planenden Ingenieur bewusst sein, dass es erhebliche Unterschiede zwischen Erdbebenlasten und sogenannten Schwerelasten (siehe unten) gibt. Die unterschiedlichen Einwirkungen besitzen folgende Merkmale:

Einwirkungen von Schwerelasten (auch Wind)

- Die Belastung befindet sich im Wesentlichen im elastischen Bereich. Nennenswerte plastische Bereiche werden nur im Grenzzustand erreicht und treten bei regel- bzw. normkonformer Berechnung und Bemessung nicht auf.
- Die plastische Belastung im Grenzzustand kann als monoton steigend (\sim konstante Belastungsgeschwindigkeit und Belastungsrichtung) beschrieben werden.

Einwirkungen von Erdbeben

- Die plastische Belastung tritt tatsächlich auf.
- Die Belastung im plastischen Bereich erfolgt zyklisch.

Nachfolgend soll kurz auf die „konventionelle“ Bemessung, die Kapazitätsbemessung und auf das „direct displacement-based design“ eingegangen werden.

6.1 Konventionelle Bemessung

Bei der konventionellen Bemessung werden die einwirkenden Lasten mit den Tragwiderständen der Bauteile und Verbindungen bzw. des ganzen Bauwerks verglichen. Sind die einwirkenden Lasten geringer als der Tragwiderstand, gilt der Nachweis als erbracht. Wie hoch die Ausnutzung dabei ausfällt bzw. an welchen Stellen die Ausnutzung höher oder geringer ist, wird hierbei im Allgemeinen nicht betrachtet. Im Gegensatz zur Kapazitätsbemessung sind für die konventionelle Bemessung keine vertiefenden Kenntnisse des berechnenden Ingenieurs erforderlich.

Die Eigenschaften der konventionellen Bemessung von Bauwerken im Falle einer Erdbebeneinwirkung sind:

- Die Abminderung der Ersatzlast ist nur gering. Daraus folgt ein notwendiger höherer Tragwiderstand und in der Regel dementsprechende Mehrkosten.
- Es kann nur eine geringe Duktilität berücksichtigt werden, welche jedoch weder „genau“ bekannt ist noch garantiert werden kann („natürliche“ Duktilität), d.h. die angenommene Bemessungsduktilität wird u.U. nicht erreicht.
- Es liegt eine nicht bekannte, stark streuende Erdbebensicherheit vor, da im Erdbebenfall ein nicht näher bekannter Mechanismus entsteht, welcher nicht nur unkontrolliert, sondern auch ungünstig sein kann.

Aus den hier angeführten Punkten ist ersichtlich, dass besonders bei erdbebengefährdeten Bauwerken eine konventionelle Bemessung nicht zielführend ist. Für Bauten mit geringer Erdbebengefährdung bzw. keiner (elastisches Modell) oder natürlicher Duktilität ist sie hingegen durchaus ausreichend.

6.2 Kapazitätsbemessung

Im Gegensatz zur konventionellen Bemessung geht die Kapazitätsbemessung auf die besonderen Rahmenbedingungen beim Auftreten einer Erdbebenbelastung ein.

Dem Bauwerk werden vorab definierte Bereiche zugewiesen, welche bei einer bestimmten Beanspruchung – sprich der Belastung bei einem Erdbeben – vom elastischen in den plastischen Zustand übergehen. Natürlich muss sichergestellt sein, dass diese plastischen Tragfähigkeiten auch bei den zu erwartenden großen und zyklisch auftretenden Verformungen während eines Erdbebens gewährleistet sind und kein Sprödbruch erfolgt. Weiters werden die übrigen Bereiche so verstärkt, dass diese sicher im elastischen Bereich verbleiben. Dieses Vorgehen ist gut mit dem Vorsehen von Sollbruchstellen vergleichbar.

Der große Vorteil der Kapazitätsbemessung ist, dass während eines Erdbebens definierte Mechanismen entstehen, welche die Standsicherheit des Bauwerks gewährleisten.

Die Merkmale der Kapazitätsbemessung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Plastifizierungen entstehen nicht zufällig, sondern werden vorab gezielt definiert.
- Es werden geeignete Mechanismen zur Energiedissipation gewählt. Diese sollen die notwendige Verschiebeduktilität des Gesamtsystems bei möglichst geringer plastischer Rotation in den plastischen Gelenken ermöglichen. Weiters müssen diese plastifizierenden Bereiche so bemessen und konstruktiv ausgebildet werden, dass sie hierfür die richtige Duktilität besitzen.
- Die Tragkapazität (daher der Name der Methode) der einzelnen Elemente ist genau aufeinander abgestimmt.
- Eine deutliche Abminderung der Ersatzkraft ist möglich, da eine bestimmte Duktilität garantiert werden kann.
- Es resultiert eine klar erfassbare und hohe Erdbebensicherheit.

Die Kapazitätsbemessung ist besonders für erdbebenbelastete Bauwerke mit beschränkter und voller Duktilität geeignet.

Die folgenden zwei Tabellen zeigen zum Einen die Duktilitätsklassen und die zugehörigen Richtwerte der Bemessungsduktilität μ_{Δ} (Tab. 6.1) und zum Anderen die Zuordnung der empfohlenen Bemessungsverfahren zu den Duktilitätsklassen (Tab. 6.2).

Duktilitätsklasse	Richtwerte für die Bemessungsduktilität μ_{Δ}
Elastisches Verhalten	~ 1
Natürliche Duktilität	~ 1 - 2,5
Beschränkte Duktilität	~ 3 - 3,5
Volle Duktilität	~ 5 - 6

Tab. 6.1 Duktilitätsklassen und Richtwerte für die Bemessungsduktilität nach [9] (überarbeitet)

Bemessungsverfahren	Duktilitätsklasse
Konventionelle Bemessung	Elastisches Verhalten
	Natürliche Duktilität
Kapazitätsbemessung	Beschränkte Duktilität
	Volle Duktilität

Tab. 6.2 Zuordnung von Bemessungsverfahren und Duktilitätsklassen nach [9] (überarbeitet)

6.3 Direct Displacement-Based Design (DDBD)

Eine weitere Bemessungsvariante die hier kurz vorgestellt werden soll, ist das sogenannte „direct displacement-based design“, welches vielleicht am ehesten mit „Verformungsbe-messung“ übersetzt werden kann. Bei dieser iterativ durchgeführten Bemessungsmetho-de ist erwähnenswert, dass der „Umweg“ über die Bestimmung einer Ersatzkraft ausgelassen wird.

Der Bemessungsvorgang wird mit einer angenommenen Fließverformung für das System (u_y) und einer „akzeptablen“ plastischen Rotation (θ_p) am Fußpunkt begonnen. In weite-ren Schritten wird mit Hilfe von Bemessungsspektren und einigen Rechenschritten auf eine horizontale „Bemessungskraft“ geschlossen, mit welcher die Bemessung durchge-führt werden kann. Nach der Bemessung wird die am Anfang angenommene Fließver-formung mit der „tatsächlichen“ Verformung – welche mit den aus der Bemessung bekannten Steifigkeiten und der „Widerstandskraft“ (Last mit Ausnutzungsgrad 1,0) be-rechnet werden kann – kontrolliert. Unterscheiden sich die beiden Werte signifikant, wird der Vorgang – mit der zuvor ermittelten Verformung als Eingangswert – iterativ wieder-holt, bis die Differenz der beiden Verformungen in einem definierten Bereich liegt. Wei-ters muss kontrolliert werden, ob die am Beginn angesetzte „akzeptable“ plastische Rotation nicht überschritten wird.

Diese Bemessungsmethode ist annähernd mit der „pushover“ Berechnung, welche in der EN 1998-1 [1] angeführt wird, vergleichbar.

Nähere Ausführungen mit Beispielen finden sich in [25].

7 Bestimmungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ nach ÖNORM EN 1998-1:2005 [1]

In diesem Abschnitt soll auf die Regelungen bezüglich dem Nachweis im außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“ in der ÖNORM EN 1998-1:2005 [1] näher eingegangen werden. Dabei sollen nur die Grundzüge der genannten Norm erfasst und bereichsweise erläutert werden. Eine voll inhaltliche Wiedergabe erscheint dem Verfasser als nicht zielführend.

Ein Vergleich mit anderen nationalen und internationalen Normenregelungen ist in dieser Arbeit ebenfalls nicht vorgesehen.

7.1 Allgemein

7.1.1 Aufbau der EN 1998

Das Normenpaket EN 1998 „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“ besteht aus den folgenden Einzelnormen:

- Teil 1: Grundlagen Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- Teil 2: Brücken
- Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden
- Teil 4: Silos, Tankbauwerke und geotechnische Aspekte
- Teil 5: Türme, Masten und Schornsteine

Die folgenden Ausführungen beschäftigen sich ausschließlich mit Teil 1, welcher sich wiederum in die wesentlichen Kapitel

- Funktionsanforderungen und Übereinstimmungskriterien,
- Baugrundbeschaffenheit und Erdbebeneinwirkung,
- Auslegung von Hochbauten,
- Besondere Regeln für Betonbauten,
- Besondere Regeln für Stahlbauten,
- Besondere Regeln für Verbundbauten aus Stahl und Beton,
- Besondere Regeln für Holzbauten,
- Besondere Regeln für Mauerwerksbauten und
- Basisisolierung

gliedert.

7. 1. 2 Zusammenhänge mit der ÖNORM EN 1990 [2]

Im Folgenden werden die wichtigsten Passagen der EN 1990:2003 [2] bezüglich der Einwirkung „Erdbeben“ zusammengefasst.

- Die Erdbebeneinwirkung ist in dieser Norm definiert als:
„Einwirkung, die infolge von Bewegungen des Baugrundes während eines Erdbebens auftritt.“
- Grundsätzlich gehört die Erdbebeneinwirkung in die Kategorie „außergewöhnliche Einwirkung“. Diese ist wie folgt beschrieben:
„Eine Einwirkung, die i. d. R. von kurzer Dauer, aber von bedeutender Größenordnung ist, und die während der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks, jedoch mit keiner nennenswerten Wahrscheinlichkeit auftreten kann.“
- Die Kombination von Einwirkungen für die Bemessungssituation bei Erdbeben ist in der EN 1990 [2] wie folgt definiert

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } A_{Ed} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad [3.40]$$

mit:

$G_{k,j}$ charakteristische ständige Einwirkung

P maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

A_{Ed} Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben

$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ charakteristischer, quasi-ständiger Wert einer veränderlichen Einwirkung

„+“ kombiniert mit

- Teilsicherheitsbeiwerte sollten mit 1,0 angesetzt werden.

Anmerkung:

Je nach statistischem Auftreten kann die Einwirkung Erdbeben, sowohl als veränderliche als auch als außergewöhnliche Einwirkung behandelt werden.

7. 1. 3 Definition

Die EN 1998-1 „...gilt für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten. ...“ [1]

Anmerkung:

Da alle folgenden Zitate dieses Abschnitts (gekennzeichnet mit „...“) aus [1] entnommen sind, wird im weiteren Verlauf auf die Anführung dieser Quelle verzichtet.

7. 1. 4 Annahmen

Es wird von der Annahme ausgegangen „...dass das Tragwerk weder in der Bauphase noch während seiner Lebensdauer geändert wird, es sei denn, es wird eine geeignete Begründung und ein ebensolcher Nachweis geliefert. Wegen der besonderen Art der Erdbebenantwort gilt dies sogar im Fall von Änderungen, die eine Erhöhung des Tragwiderstands bewirken.“

Dieser Hinweis ist verständlich, wenn davon ausgegangen wird, dass die Bemessung nach der Kapazitätsmethode (siehe Abschnitt 6. 2) erfolgt. Sobald nämlich eine Veränderung an der Tragstruktur vorgenommen wird – unabhängig ob es sich um eine einzelne Verstärkung und/oder Schwächung oder um eine größere Umgestaltung der Tragstruktur handelt – besteht die Gefahr, dass die ursprünglich geplanten plastischen Mechanismen nicht mehr funktionieren.

7. 1. 5 Anforderungen

Anforderung an die Standsicherheit

Das Tragwerk muss dem Bemessungserdbeben ohne örtliches oder globales Versagen widerstehen können. Die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung ist abhängig von

- der Referenz-Erdbebeneinwirkung mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} in 50 Jahren (empfohlener Wert 10 %) oder einer Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} (empfohlener Wert 475 Jahre) und
- dem Bedeutungsbeiwert γ_I (siehe Abschnitt 1 dieses Kapitels)

Anforderung an die Schadensbegrenzung

Das Bauwerk muss einem Erdbeben mit höherer Auftretenswahrscheinlichkeit als dem Bemessungsbeben ohne Schäden oder Nutzungsbeschränkungen, deren Kosten im Vergleich zu den Baukosten unverhältnismäßig hoch wären, widerstehen können. Die Werte für die Festlegung dieses Bebens sind mit der Übertretenswahrscheinlichkeit P_{DLR} in 10 Jahren (empfohlener Wert 10 %) und der Wiederkehrperiode T_{DLR} (empfohlener Wert 95 Jahre) zu definieren.

7. 2 Baugrundbeschaffenheit und Erdbebeneinwirkung

7. 2. 1 Baugrundbeschaffenheit

In der EN 1998-1 [1] sind bezüglich des Einflusses „Bodenbeschaffenheit“ Baugrundklassen angeführt (siehe Tab. 7.1), welche in Abhängigkeit von der Scherwellengeschwindigkeit $v_{s,30}$ oder der Schlagzahl N_{SPT} bestimmt werden.

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [Schläge/30 cm]	c_u [kPa]
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800	-	-
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360-800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180-360	15-50	70-250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	< 70
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s - Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
S1	Ablagerungen bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ($PI > 40$) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	-	10-20
S2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S ₁ enthalten ist			

Tab. 7.1 Baugrundklassen nach EN 1998-1 [1]

Es bedeuten:

N_{SPT} Schlagzahl beim Standard Penetration Test

$v_{s,30}$ durchschnittlicher Wert der Scherwellengeschwindigkeit in den oberen 30 m des Bodenprofils bei Schubverzerrungen von höchstens 10^{-5}

Den einzelnen Baugrundklassen (A-E) sind in weiterer Folge Werte zur Beschreibung des Antwortspektrums zugewiesen. Für den Fall der Baugrundklasse S₁ oder S₂ sind besondere Untersuchungen vorgesehen.

7. 2. 2 Erdbebeneinwirkung

In der EN 1998-1 [1] ist verankert, dass die nationalen Territorien von den nationalen Behörden in Zonen seismischer Gefährdung – jede Zone mit einer konstanten Gefährdung – eingeteilt werden muss. Diese Zonen sind in der Regel mittels einer Funktion der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung $a_{g,R}$ für die Baugrundklasse A mit der Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} (475 Jahre) und einem Bedeutungsbeiwert von $\gamma_1 = 1,0$ definiert.

In Fällen geringer Seismizität dürfen vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren verwendet werden und in Fällen sehr geringer Seismizität kann auf die Berücksichtigung der Regelungen der EN 1998-1 [1] ganz verzichtet werden.

Die Erdbebeneinwirkung selbst wird grundsätzlich als elastisches Antwortspektrum dargestellt. Alternativ hierzu besteht auch die Möglichkeit einer Zeitverlaufsdarstellung bzw. die Verwendung von räumlichen Modellen der Erdbebeneinwirkung.

7.3 Auslegung von Hochbauten

Auf die wichtigsten (konstruktiven) Eigenschaften erdbebensicherer Hochbauten wurde bereits in Abschnitt 2 dieses Kapitels eingegangen. Auf weitere diesbezügliche Ausführungen wird an dieser Stelle deshalb verzichtet. Hier soll im Weiteren lediglich ein Überblick der in der EN 1998-1 [1] verankerten Methoden der Tragwerksberechnung gegeben werden.

In Abhängigkeit der konstruktiven Eigenschaften darf eine der folgenden linear-elastischen Methoden angewandt werden:

- vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (unter bestimmten Voraussetzungen)
- multimodales Antwortspektrumverfahren (für alle Arten von Hochbauten anwendbar)

Als Alternative können auch – unter bestimmten Voraussetzungen – nichtlineare Methoden verwendet werden, wie z.B. die

- nichtlineare statische („pushover“) Berechnung
- nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch)

7.3.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

In der EN 1998-1 [1] heißt es hierzu:

„Diese Berechnungsmethode darf bei Hochbauten angewandt werden, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird.“

Dieses Kriterium wird in [1] als erfüllt betrachtet, sofern die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss (siehe Abschnitt 2.2 dieses Kapitels) erfüllt sind und die Eigenschwingdauer T_1 in den beiden Hauptrichtungen kleiner ist als $2 [s]$ bzw. $4 \cdot T_C [s]$.

Anmerkung:

Der von der Baugrundklasse abhängige Wert T_C , beschreibt die obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung im Antwortspektrum und ist in [1] angegeben (siehe auch Abschnitt 4.3 und Abschnitt 5.4 dieses Kapitels)

Gesamterdbebenkraft

Die Gesamterdbebenkraft wird mit der folgenden Formel bestimmt, wobei für die Ermittlung von T_1 baodynamische Methoden verwendet werden dürfen.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad [3.41]$$

mit

$S_d(T_1)$ Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1 [m/s^2]

m Gesamtmasse [kg]

λ Korrekturbeiwert [-]

Aufteilung der horizontalen Erdbebenkraft auf die Geschosse

Die Aufteilung der Kräfte kann entweder mit Hilfe der Grundmodalform oder mittels einer, über die Höhe des Bauwerks linear-zunehmend angenommenen, Horizontalverschiebung der Stockwerke erfolgen.

Torsionseinwirkung

Die Einwirkungen aus der zufälligen Torsion können mit einem geometrischen Beiwert δ berücksichtigt werden.

7. 3. 2 Multimodales Antwortspektrumverfahren

Dieses Verfahren muss angewandt werden, wenn die Voraussetzungen für das vereinfachte Antwortspektrumverfahren nicht erfüllt werden können.

Vorgehensweise

Die Vorgehensweise bei diesem Verfahren wurde bereits unter Abschnitt 5. 2 vorgestellt und soll hier nicht wiederholt werden. Zur leichteren Vergleichbarkeit, soll aber auf den Unterschied der verwendeten Variablen aufmerksam gemacht werden.

EN 1998		Berechnungsbeispiel (Abschnitt 5. 4)	
Bezeichnung	Variable	Bezeichnung	Variable
„Gesamterdbebenkraft“	$F_{b,k}$	Gesamterdbebenlast für die i-te Eigenform	$H_{i,ges}$
effektive modale Masse	m_k	Ersatzmasse	$m_{e,i}$
„Bemessungsbeschleunigung“	S_d	(Pseudo-)Beschleunigung	S_a
Variable für Modalbeitrag	k	Variable für Modalbeitrag	i

Tab. 7.2 Variablenvergleich zwischen EN 1998-1 [1] und Abschnitt 5 dieses Kapitels

Gl. [3.38] zeigt sich in der EN 1998-1 [1] dementsprechend als

$$F_{b,k} = S_d(T_k) \cdot m_k. \quad [3.42]$$

Torsionseinwirkung

Wird die Berechnung an zwei getrennten ebenen Modellen (x- und y-Richtung bzw. Nord-Süd- und Ost-West-Richtung) durchgeführt, kann der gleiche geometrische Beiwert wie unter Abschnitt 7. 3. 1 verwendet werden. Wird der Berechnung hingegen ein räumliches Modell zugrunde gelegt wird die zufällige Torsion mit Hilfe von Torsionsmomenten berücksichtigt.

7. 3. 3 Pushover Berechnung

Die „pushover“-Berechnung ist in der EN 1998-1 [1] definiert als:
„... nichtlineare statische Berechnung die unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt wird.“ Weiter *„Sie darf sowohl bei der Auslegung neuer als auch bei bereits bestehenden Hochbauten ... zur Überprüfung des Tragverhaltens angewendet werden.“*

7. 3. 4 Zeitverlaufsberechnung

Für die nichtlineare Zeitverlaufsberechnung ist folgende Beschreibung zu finden:
„Die zeitabhängige Bauwerksantwort darf mittels direkter numerischer Integration der Bewegungsdifferentialgleichung unter Verwendung der in ... definierten Beschleunigungszeitverläufe zur Beschreibung der Bodenbewegungen ermittelt werden.“

Anmerkung:

In dem obigen Zitat bezieht sich „...“ auf einen vorangegangenen Teil in der Norm.

7. 4 Normenregelungen für den Holzbau

7. 4. 1 Allgemeines

Der Normenabschnitt „Besondere Regeln für Holzbauten“ fällt im Gegensatz zu den anderen in der EN 1998-1 [1] behandelten Baustoffen inhaltlich und vom Umfang her bescheiden aus. Dem Betonbau sind 61 Seiten gewidmet, dem Stahlbau 24 Seiten, weitere 27 Seiten können dem Stahl-Beton-Verbund zugeschrieben werden und der Holzbau wird auf 6 Seiten abgehandelt.

Dem Verfasser ist durchaus bewusst, dass ein „Seitenvergleich“ an sich nicht sonderlich aussagekräftig ist. Wenn man sich allerdings die Relationen ansieht, wird schnell klar, dass dem Holzbau im Erdbebenwesen nicht sehr viel Beachtung geschenkt wird. Wie mit diesem Umstand umgegangen werden kann, wurde bereits in Kapitel 1 erörtert.

7. 4. 2 Dissipativ vs. nichtdissipativ

Grundsätzlich wird in der EN 1998-1 [1] bei Holzbauten zwischen

- dissipativem Tragwerksverhalten und
- nichtdissipativem Tragwerksverhalten unterschieden.

Bei nichtdissipativem Tragwerksverhalten wird die Bemessung auf der Grundlage einer elastischen Tragwerksberechnung durchgeführt. Bei der Verwendung des Bemessungsspektrums sollte der Verhaltensbeiwert (q -Faktor) nicht größer als mit $q = 1,5$ angesetzt werden.

Eine Voraussetzung, dass ein Tragwerk als „dissipativ“ eingestuft werden kann ist, dass es der Duktilitätsklasse M oder H angehört (siehe Abschnitt 7. 4. 3). In diesem Fall kann auch ein Verhaltensbeiwert größer 1,5 angesetzt werden.

Für die Konstruktion dissipativer Bereiche müssen folgende Punkte beachtet werden:

- Die dissipativen Bereiche müssen „...in den Verbindungen und mechanischen Verbindungsmitteln...“ angeordnet werden.
- „...für die Holzbauteile selbst [ist] elastisches Verhalten anzunehmen...“.
- Materialien in Verbindungen müssen ein entsprechendes Verhalten gegenüber niederzyklischer Ermüdung aufweisen.
- Leimverbindungen sind als nichtdissipativ zu betrachten.
- Zimmermannsmäßige Verbindungen sind nur eingeschränkt für Erdbebenbeanspruchungen geeignet.

7. 4. 3 Duktilitätsklassen und Verhaltensbeiwerte

Die Duktilitätsklassen sind im EN 1998-1 [1] eingeteilt in

- DCL (engl.: ductility class low)
- DCM (engl.: ductility class medium)
- DCH (engl.: ductility class high)

oder mit den Abkürzungen L, M und H.

In Tab. 7.3 sind die Verhaltensbeiwerte, welche für Bauwerke aus Holz oder Holzwerkstoffen angesetzt werden, für die oben definierten Duktilitätsklassen angeführt. Zum besseren Vergleich, werden auch Beispiele für Tragwerke, welche sich in der jeweiligen Duktilitätsklasse befinden, angeführt.

Auslegungskonzept und Duktilitätsklasse	q	Beispiele für Tragwerke
niedriges Energiedissipationsvermögen – DCL	1,5	Kragarm-Tragwerke; Träger; Zwei- oder Dreigelenkbögen; Fachwerke mit Dübelverbindungen
mittleres Energiedissipationsvermögen – DCM	2	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
	2,5	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen
hohes Energiedissipationsvermögen – DCH	3	Genagelte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen; Fachwerke mit Nagelverbindungen;
	4	Statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen
	5	Genagelte Wandscheiben mit genagelten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen

Tab. 7.3 Auslegungskonzepte, Tragwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte für die Duktilitätsklassen „L“, „M“ und „H“ [1]

Anmerkung:

Nach dieser Tabelle wären Bauwerke aus BSP mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 2$ zu bemessen („Verleimte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen...“)

7. 4. 4 Berechnung, bauliche Durchbildung und Sicherheitsnachweise

Unter anderem sind folgende Punkte zu beachten:

- Schlupf in den Verbindungen ist bei der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen.
- Es ist mit dem jeweiligen Elastizitätsmodul E_0 für eine sehr kurze Lasteinwirkungsdauer zu rechnen (10 % höher als für kurze Lasteinwirkungsdauer).
- Dicke Stabdübel und Bolzen ($d > 16$ mm) dürfen nicht verwendet werden.
- In Querschnitt beanspruchten Bereichen sind zusätzliche Querschnittsicherungen anzubringen.
- Verankerungen – alle Verbindungen zu massiven Bauteilen und Verbindungen zwischen horizontalen Scheiben und vertikalen Bauteilen die horizontale Lasten abtragen – sind als „überfest“, also nichtdissipativ auszubilden.

Anmerkung:

Der letzte Punkt ist bezogen auf die Holz-Massivbauweise in der Praxis nicht umsetzbar, da mit dieser Regelung der Großteil der Bereiche, welche zur Energiedissipation genutzt werden können, verloren gehen würden.

Nachdem jetzt sowohl die allgemeine Erdbebenberechnung bzw. die Ermittlung der Einwirkungen im Erdbebenfall und die dementsprechenden einschlägigen Normenregelungen abgehandelt sind, soll an dieser Stelle nun der Übergang zum Holzbau geschaffen werden. In den folgenden Kapiteln wird ausschließlich der Holzbau und hier besonders die Verbindungsmittel, welche im Holz-Massivbau mit BSP verwendet werden, im Mittelpunkt stehen.

Brettsperrholz

[14];[22];[41]

1 Einleitung

Holz ist ein natürlich gewachsener und „lebendiger“ Rohstoff. Er weist starke Schwankungen in den physikalischen Eigenschaften, sowohl unter den verschiedenen Holzarten als auch innerhalb einer Holzart auf. Das mechanische Verhalten von Holz ist generell als inhomogen und anisotrop einzustufen. Um eine sogenannte „Homogenisierung“ zu erreichen, wird der Rohstoff Holz oft zerkleinert und anschließend – in der Regel mittels Verklebung – wieder zusammengesetzt. Die dabei entstehenden „Holzwerkstoffe“ bieten nun homogenere und dadurch oft auch bessere mechanische Eigenschaften als das für das Ausgangsprodukt der Fall war.

Beispiele hierfür sind:

- Faserplatten,
- Furniersperrholz,
- OSB-Platten,
- BSH-Träger (Brettschichtholz-Träger) und
- BSP-Platten (Brettsperrholz-Platten).

Auf nähere Ausführungen zum Material Holz wird an dieser Stelle verzichtet und auf [41] verwiesen. Im Folgenden wird ausschließlich auf den Holzwerkstoff „Brettsperrholz“ eingegangen.

In [41] findet sich folgende Definition für BSP:

„Als Brettsperrholz ... werden alle mehrschichtig verklebten, flächenhaften Holzprodukte verstanden, wobei die Faserlängsrichtung der aus Brettern bestehenden Einzelschichten rechtwinklig zueinander angeordnet sind. Der Querschnittsaufbau (Orientierung, Dicke und Festigkeitsklasse der Einzelschichten) ist zur Mittelebene symmetrisch.“

Weitere Bezeichnungen für diese Produkt sind beispielsweise:

- KLH (Kreuzlagenholz) - auch Firmenname eines Herstellers
- X-Lam - verwendet in Italien
- CLT (engl.: Cross Laminated Timber) - auch Produktname eines Herstellers

Das ursprüngliche Ausgangsmaterial für BSP waren Bretter aus den Stammrandzonen. Obwohl dieses Material für gewöhnlich höhere Werte für die Zugfestigkeit, den E-Modul und die Rohdichte aufweist (Abb. 1.1) wird es in der Sägeindustrie wegen der geringeren Wertschöpfung als „minderwertige“ Seitenware bezeichnet. Aus dem Wunsch heraus dieses an und für sich hochwertige Material zu nutzen wurde der Werkstoff BSP entwickelt. Heute ist die anfallende Menge der Seitenware jedoch bei weitem nicht mehr ausreichend für die florierende BSP-Produktion und es wird auch auf die Hauptware zurückgegriffen.

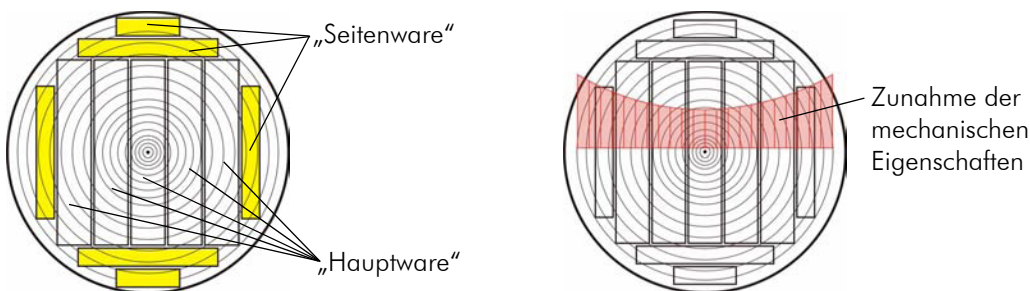


Abb. 1.1 links: Lage der Seitenware im Stamm
rechts: Zunahme von Zugfestigkeit, Zug-E-Modul und Rohdichte von innen nach außen nach [41] (überarbeitet)

2 Aufbau, Grundmaterial und Produktion

2.1 Aufbau

Wie schon erwähnt und in Abb. 2.1 gezeigt, ist BSP aus kreuzweise verklebten Brettchichten aufgebaut. Durch diese Anordnung wird zum einen die Formstabilität durch „Sperren“ des Quell- und Schwindverhaltens der einzelnen Bretter erreicht und zum anderen erfolgt die bereits erwähnte Homogenisierung. Diese kann wie folgt beschrieben werden:

Holz als Material betrachtet (engl.: „clear-wood“) hat relativ homogene Eigenschaften. Der Baustoff Holz in Bauteilgröße besitzt hingegen durch diverse „Fehlstellen“ wie beispielsweise Äste oder Schrägfasrigkeit, inhomogene – d.h. je nach dem an welcher Stelle geprüft wird, unterschiedliche – mechanische Eigenschaften. Durch das Auftrennen des Stammes in Bretter und das (mehr oder weniger) willkürliche erneute Zusammenfügen derselben durch Verklebung, werden die Fehlstellen eines einzelnen Brettes von den umliegenden Brettern ausgeglichen.

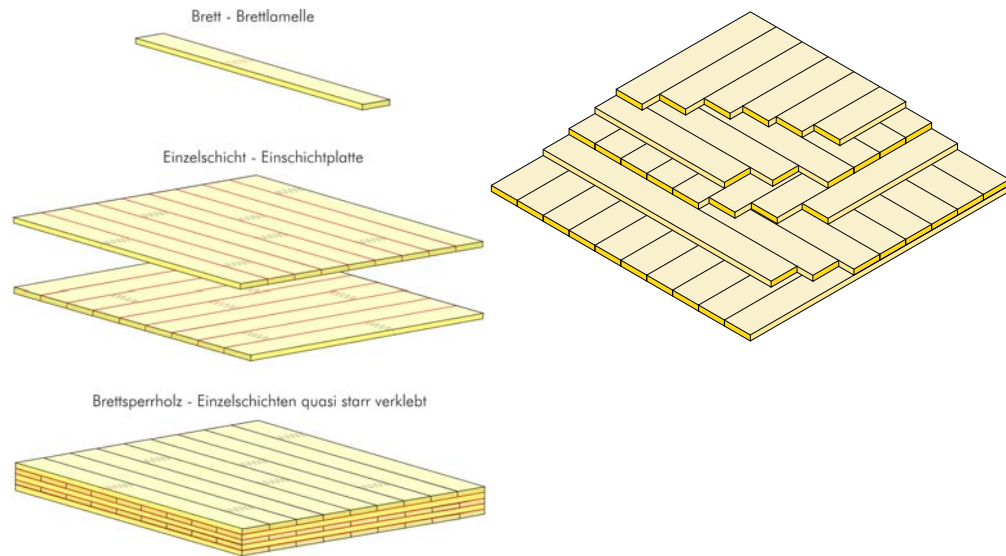


Abb. 2.1 links: „Einzelteile“ einer Brettsperrholzplatte [14]
rechts: Schichtenaufbau einer BSP-Platte

Die unterschiedlichen Produkte, welche am Markt erhältlich sind, können sich in folgenden Punkten voneinander unterscheiden:

- Abmessungen der erhältlichen Platten (Stärke, Breite, Länge),
- verwendetes Grundmaterial (Bretter, Dreischichtplatten, aufgetrenntes BSH, Holzart),
- Stärke der einzelnen Schichten,
- verwendeter Klebstoff und
- Verklebung der Brettschmalflächen.

Auf die hier genannten Punkte wird im Folgenden näher eingegangen.

2.2 Grundmaterial

Als Grundmaterial für BSP wird in der Regel Fichte in Form keilgezinkter „Endloslamellen“, welche auf die gewünschten Abmessungen abgelängt werden, verwendet. Hauptsächlich wird die Festigkeitsklasse C24 für die Produktion eingesetzt, wobei für innere Lagen, und hier besonders für die Querlagen, auch Holz mit einer geringeren Festigkeitsklasse (C16/C18) verwendet werden kann. Einzelne Schichten oder auch ganze Platten aus anderen Holzarten (Lärche, verschiedene Laubhölzer) sind standardmäßig nicht erhältlich, werden im Bedarfsfall – beispielsweise bei benötigter höherer Tragfähigkeit oder auch aus ästhetischen Gründen – jedoch ebenso produziert.

Alternativ können vorproduzierte Dreischichtplatten oder auch der Länge nach aufgetrennte BSH-Träger (siehe Abb. 2.2) als Grundmaterial für BSP-Platten dienen.

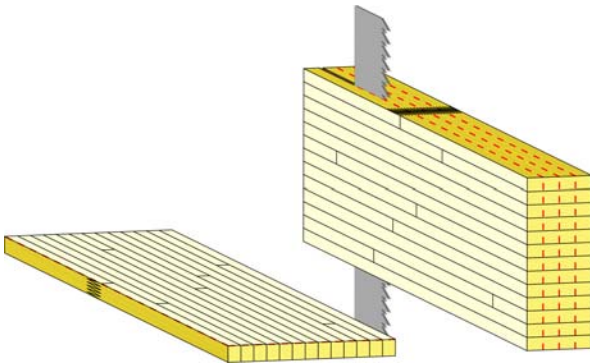


Abb. 2.2 Auftrennen eines BSH-Trägers zu Grundmaterial für BSP [14]

Brettsper Holz wird bis zu einer Länge von rund 16,0 m, einer Breite von rund 3,0 m und in Plattendicken von 42 mm bis 300 mm hergestellt, wobei auch größere Abmessungen möglich sind (abhängig vom Hersteller).

2.3 Produktion

Der Produktionsablauf zur Erzeugung von Brettsper Holz ist von Hersteller zu Hersteller mit leichten Unterschieden behaftet, kann aber grob in folgende Produktionsschritte eingeteilt werden:

2.3.1 Bereitstellung und Vorbereitung des Grundmaterials

Das Grundmaterial muss mit der notwendigen Oberflächenqualität und den geforderten Abmessungen vorbereitet werden. Wird vom Grundmaterial „Brett“ ausgegangen, kann der Querschnitt desselben „parallel“, „konisch“ oder mit Nut und Feder ausgeführt sein (siehe Abb. 2.3), wobei in der Regel ein paralleler Querschnitt verwendet wird. Um die geforderte Oberflächenqualität für die Verklebung gewährleisten zu können sind die Brett lamellen grundsätzlich vierseitig zu hobeln.

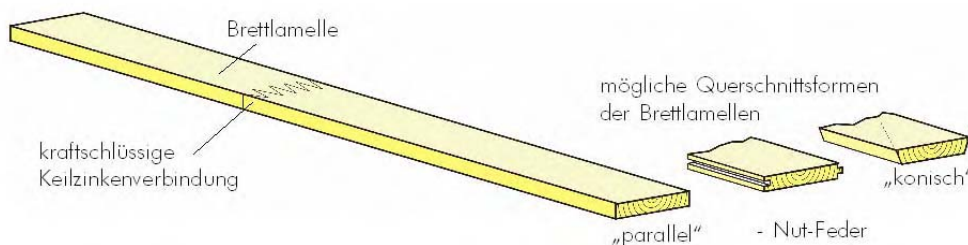


Abb. 2.3 keilgezinkte Brett lamelle mit parallelem oder konischem Querschnitt [41]

2. 3. 2 Auftrag des Klebstoffes

Der Klebstoff wird entweder auf jedes Brett einzeln appliziert und diese anschließend zusammengesetzt (siehe Abb. 2.4 (links)) oder er wird auf die bereits fertig zusammengesetzte Bretterschicht (siehe Abb. 2.4 (rechts)) aufgetragen.

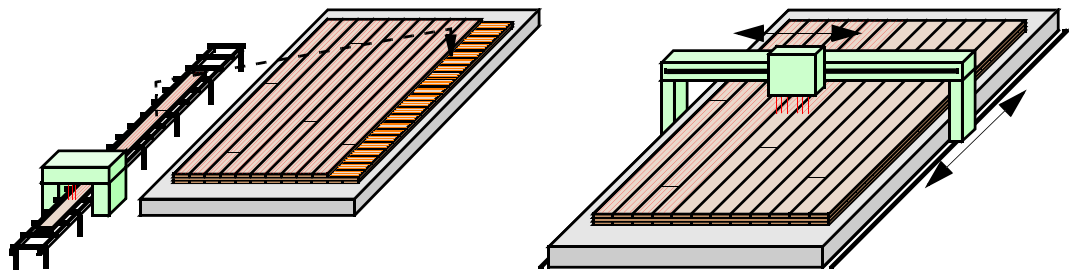


Abb. 2.4 links: Klebstoffauftrag auf Einzelbrett (Lamellen-Durchlaufverfahren) [14]
rechts: Klebstoffauftrag auf ganze Brettschicht (Vollflächenauftragsverfahren) [14]

Ob auch die Schmalseiten der Bretter verklebt werden, hängt vom jeweiligen Hersteller ab. Ein Vorteil der seitlichen Verklebung ist beispielsweise die leichter zu realisierende „Winddichtheit“. Nachteilig hingegen kann sich die nicht zu vermeidende Rissbildung in der Decklage auswirken. Diese tritt beim Verzicht der seitlichen Verklebung nur in geringer Form auf. Dafür ändern sich die Fugenbreiten zwischen den einzelnen Brettlamellen („definierter Riss“). Ob eine Kombination der beiden Philosophien (Innenlagen mit seitlicher Verklebung, Decklage ohne seitliche Verklebung) derzeit in Verwendung ist, ist dem Verfasser nicht bekannt.

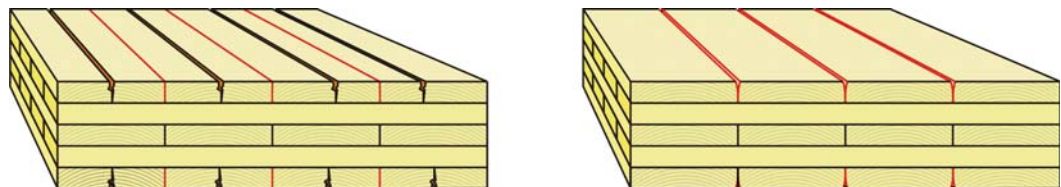


Abb. 2.5 Rissbilder bei verklebten (links) und nicht verklebten (rechts) Brettschmalfächern [14]

2. 3. 3 Pressen der Platte

Je nach Plattenstärke bzw. Anzahl der benötigten Schichten, werden die Bretter bzw. Brettschichten zusammengesetzt und gepresst. Das Pressen der Platte soll sicherstellen, dass die zu verklebenden Holzflächen – unabhängig von Verdrehung und Krümmung der einzelnen Bretter – dicht aneinander liegen. Abhängig von der Art des verwendeten Klebstoffes kann die Platte abschnittsweise – bei Aushärtung des Klebstoffes durch Wärme (z. B. mittels hochfrequenter Strahlung) – oder als Ganzes – bei Verwendung von kalt aushärtenden Klebstoffen – gepresst werden. Der Pressdruck ($\sim 0,6$ bis $0,8 \text{ N/mm}^2$) wird mittels hydraulischer Pressen aufgebracht oder das Pressen erfolgt mit dem sogenannten Vakuumverfahren. Dabei wird der „Presskuchen“ mit einer luftdichten Folie umschlossen und anschließend mit Hilfe einer Vakuumpumpe die Luft aus der Folie abgesaugt, wobei ein Pressdruck von ca. $0,1 \text{ N/mm}^2$ aufgebracht werden kann.

Der Vorteil dieser Methode liegt darin, dass auch unterschiedlich gekrümmte BSP-Elemente produziert werden können. Nachteilig ist der geringe Pressdruck, welcher durch Entlastungsnuten zur Verringerung der Querbiege- und Torsionssteifigkeit der Brett lamellen ausgeglichen werden muss. Diese haben allerdings auch eine Abminderung der Rollschubfestigkeit zur Folge. Diese Entlastungsnuten können jedoch entfallen, sofern die Sortiergrenzen bezüglich der Verdrehungen und Krümmung des Grundmaterials entsprechend hoch angesetzt werden.

Ein seitlicher Pressdruck ist nur bei der Verklebung der Brettschmalflächen notwendig.



Abb. 2.6 Entlastungsnuten (Fotos: holz.bau forschungs gmbh)

Die derzeit verwendeten Pressdrücke sind aus der BSH-Produktion übernommen worden. Speziell bei kalt aushärtenden Klebstoffen wird die benötigte Presskraft jedoch (durch die notwendige Aufbringung der Presskraft auf die gesamte Fläche) sehr hoch. Deshalb gibt es derzeit laufende Diskussionen über den tatsächlich benötigten minimalen Pressdruck für die BSP-Produktion.

2. 3. 4 Nachbearbeitung

Nach Abschluss des Pressvorganges sind die BSP-Elemente an und für sich fertig. Für die Verwendung als Wand-, Decken- oder Dachelement müssen sie allerdings noch einer Nachbearbeitung unterzogen werden. Diese erfolgt, je nach gewünschter Oberflächenqualität, mittels Hobeln und/oder Schleifen. Sofern dies beim BSP-Hersteller möglich ist, fällt auch die Bearbeitung durch Format-Kreissäge bzw. CNC unter die Rubrik „Nachbearbeitung“.

Einer der großen Vorteile von BSP-Elementen besteht darin, dass schon im BSP-Werk Türen, Fenster, Durchbrüche und sogar Nuten für die Installationsführung ausgeschnitten bzw. -gefräst werden können. Auch das Aufbringen von Wärmedämmung und Fassade ist grundsätzlich schon im Werk möglich.

3 Normative Regelungen

In der EN 1995:2009 [3] ist der Holzwerkstoff Brettsperrholz derzeit noch nicht berücksichtigt. Erwähnung findet das Produkt lediglich in nationalen deutschsprachigen Konstruktionsnormen (DIN 1052, SIA 265). Die derzeitige rechtliche Grundlage für BSP beruht somit hauptsächlich auf nationalen und europäischen technischen Zulassungen.

4 Technische Daten

Die technischen Daten von BSP sollen hier nur zusammenfassend dargestellt werden und erheben somit keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

4.1 Mechanische Eigenschaften

Der Einsatzbereich von Brettsperrholz ist auf die Nutzungsklassen NK1 und NK2 gemäß ÖNORM EN 1995 1-1:2009 [3] beschränkt. Die mechanischen Eigenschaften sind zulassungsabhängig und deshalb nicht allgemein gültig darstellbar. Allerdings sind Vorschläge, welche die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften von BSP vom jeweils verwendeten Grundmaterial abhängig machen – ähnlich wie jene für BSH – derzeit in Bearbeitung.

Erwähnenswert ist, dass bei Brettsperrholz, anders als bei stabförmigen Holzprodukten, auch der Rollschub eine wesentliche Rolle spielt und somit im Rahmen der Berechnung bzw. der Nachweisführung berücksichtigt werden muss.

4.2 Bauphysikalische Eigenschaften

4.2.1 Feuchtigkeit

Brettsperrholz ist, wie jedes aus dem Grundmaterial Holz hergestellte Bauprodukt, besonders empfindlich gegenüber von Feuchteinflüssen. Dementsprechend muss BSP diesbezüglich genauer betrachtet werden.

Durch den gesperrten Aufbau eines BSP-Elements ist das Quell- und Schwindverhalten in der Plattenebene auf ein Minimum ($\sim 0,02\%$ je 1% Holzfeuchteänderung) reduziert. In Dickenrichtung wird ein Wert von $\sim 0,24\%$ je 1% Holzfeuchteänderung angenommen.

Wie bei allen Bauteilen aus Holz oder Holzwerkstoffen ist grundsätzlich ein maximal möglicher Feuchteschutz für BSP-Elemente vorzusehen. Ist dies nicht möglich, ist sicherzustellen, dass die entsprechenden Elemente gut belüftet sind. Eine diesbezügliche Nachlässigkeit, kann in einer kompletten Zerstörung der betroffenen Bauteile innerhalb weniger Jahre resultieren.

Besonderes Augenmerk muss auf die konstruktive Ausbildung der folgenden Detailpunkte gelegt werden:

- Kontaktfuge BSP – Fundament
- Kontaktfuge BSP – Kellerschächte
- Dachabdichtungen
- Wandaufbauten

Für diesbezügliche Leitdetails wird auf [14] verwiesen.

4. 2. 2 Brand

Bei der Betrachtung eines BSP-Elements im Brandfall ist vor allem auf die Punkte

- Fugenbreite zwischen den Brettern und
- verwendeter Klebstoff

zu achten.

Die Fugenbreite dient zur Abklärung ob ein- oder dreiseitiger Abbrand zu berücksichtigen ist und der verwendete Klebstoff muss bezogen auf seine Brand- bzw. Temperaturbeständigkeit abgestimmt bzw. ausgewählt werden.

Prinzipiell wird eine Abbrandgeschwindigkeit von 0,65 mm/min angesetzt. Ist der Klebstoff nicht brandbeständig ist anzunehmen, dass die verkohlten Schichten abfallen. Dementsprechend ist dann auch der Nachweis zu führen.

Für nähere Ausführungen wird hier abermals auf [14] verwiesen.

5 Einsatzgebiete von BSP

Da Brettsperrholz sowohl als Scheibe, als auch als Platte Lasten abtragen kann, wird es sowohl als Außen- und Innenwandelement, als auch als Decken- und Dachelement eingesetzt. Übliche Spannweiten von 4-5 m können von einer 5-schichtigen rund 140 mm dicken Platte unter üblichen Wohnungsbelastungen in der Regel ohne Probleme überbrückt werden. Falls größere Spannweiten benötigt werden ist auch eine Kombination aus BSP-Platte und BSH-Tägern („Rippenplatte“) möglich. Aus statischer Sicht wirken diese beiden Elemente (bei kraftschlüssiger Verbindung) als sogenannter „Plattenbalken“ und können auch große Spannweiten überbrücken. Eine weitere Variante hierzu bieten aus zwei BSP-Elementen und dazwischenliegenden BSH-Rippen aufgebaute Kastenquerschnitte.

Derzeitiges Haupteinsatzgebiet für BSP ist der ein- und mehrgeschossige Wohnbau. Weiters sind auch diverse Sonderbauten mit diesem Material durchaus denkbar und wurden teilweise auch schon realisiert (z.B. Brücken, Aussichtsplattformen, Verwaltungsgebäude,...).

Durch den hohen Vorfertigungsgrad zeichnen sich BSP-Elemente auch durch eine relativ leichte und rasche Montage aus. Beispielsweise kann ein Einfamilienhaus in ein bis drei Tagen fertig montiert sein.



Abb. 5.1 Montage eines Einfamilienhauses in BSP (Fotos: holz.bau forschungs gmbh)

6 Überblick zu Verbindungsmitteln, die für den Holz-Massivbau eingesetzt werden

Wie in Abschnitt 1 dieses Kapitels bereits angeführt, ist BSP ein großformatiges flächenförmiges (2D) Element und dementsprechend sollten die Verbindungen im Idealfall linienförmig (1D) sein. In der Regel werden die BSP-Elemente jedoch mit Hilfe von punktförmigen Elementen verbunden. Diese können allerdings – sofern sie sich in einem angemessenen Abstand zueinander befinden – im Berechnungsmodell verschmiert und damit als linienförmig wirkend betrachtet werden.

6.1 Kontaktfugen

In Abb. 6.1 werden die verschiedenen Kontaktfugen anhand ihrer Lage im Gebäude bzw. der Lage der BSP-Elemente zueinander definiert. Dies soll in weiterer Folge das eindeutige Zuordnen der möglichen, für die Verbindung der Elemente einsetzbaren Verbindungsmittel erleichtern.

Die unterschiedlichen Arten auftretender Kontaktfugen lassen sich wie folgt gliedern:

- Typ 1: Fuge zwischen der Bodenplatte/Fundament und dem anschließenden BSP-Element.
- Typ 2: Fuge zwischen zwei BSP-Elementen, welche in einem Winkel zueinander stehen (Plattenanschlüsse)
- Typ 3: Fuge zwischen zwei parallelen BSP-Elementen (Platten- und Deckenstöße)

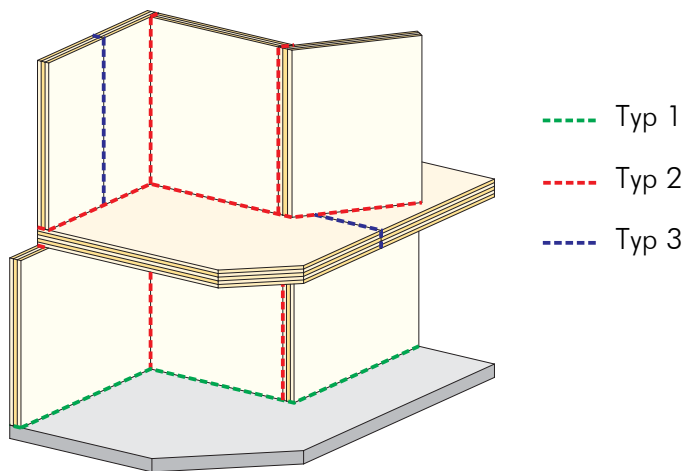


Abb. 6.1 Definition der Kontaktfugen

Dem Verfasser ist bewusst, dass auch eine detailliertere Definition möglich ist (z.B. Trennung von Typ 2 in Plattenanschlüsse zwischen Wänden und Plattenanschlüssen zwischen Wänden und Decken). Allerdings wird an dieser Stelle der Übersicht halber darauf verzichtet.

6.2 Arten der Verbindungsmittel

Je nach Kontaktfuge, Art der Belastung (Zug, Schub,...) und Größenordnung der Einwirkung sind verschiedene Verbindungsmittel für diese Aufgabe einsetzbar. Im Folgenden werden die üblichen, im Holz-Massivbau verwendeten, Verbindungsmittel kurz vorgestellt.

6.2.1 Stiff förmige Verbindungsmittel

Die meisten im Holzbau eingesetzten Verbindungen werden zumindest zum Teil mit stiff förmigen Verbindungsmitteln hergestellt.

Zu dieser Verbindungsmittelgruppe zählen unter anderem:

- Nägel,
- Voll- und Teilgewindeschrauben
- Stabdübel, Passbolzen und
- Bolzen

Anmerkung:

Die hier angegebenen Durchmesser sind als Richtwerte zu verstehen.

Von den hier angeführten Verbindungsmitteln werden – anders als im Holz-Leichtbau – hauptsächlich Rillennägel (in Verbindung mit Systemverbindern), sowie Teil- und Vollgewindeschrauben im Holz-Massivbau eingesetzt.

Dübel und Bolzenverbindungen bilden hingegen eher die Ausnahme. Vor allem Dübel werden beinahe ausschließlich für schnell lösbare Montageverbindungen (Fixierung der Tragschlaufen für das Heben vom LKW mittels Kran) eingesetzt.



Abb. 6.2 stiftförmige Verbindungsmittel; links: Rillennägel; rechts: Vollgewindeschrauben

6. 2. 2 Stahlblechformteile/Systemverbinder

Unter Stahlblechformteilen/Systemverbindern werden in Bezug auf die Verwendung als Verbindungsmittelsystem für die Fügung von Elementen aus Brettsperrholz vorwiegend

- Winkel,
- Zugbänder und
- Lochblechstreifen

verstanden.

Andere, auf dem Markt erhältliche, Verbindersysteme sind vorwiegend für den Holz-Riegelbau konzipiert und finden im Holz-Massivbau mit Brettsperrholz kaum Verwendung.

Die genannten Verbindungssysteme bilden gemeinsam mit den Schrauben – und den zu den Verbindungssystemen gehörenden Nägeln – den Großteil der im Zusammenhang mit BSP eingesetzten Verbindungsmittel.



Abb. 6.3 Verbinder der Fa. SIMPSON Strong-Tie®
 links oben: Stahlwinkel AE116; mitte: Zugband HTT22;
 links unten: Winkel ABR90-B; rechts: Lochblechstreifen

Sonderlösungen

Natürlich existieren – wie in jeder anderen Bauweise – auch Sonderlösungen für die Fügung von BSP-Elementen, welche in speziellen Fällen zur Anwendung kommen. Zu diesen zählen unter anderem

- eingeklebte Gewindestangen,
- Schraubstangen und
- Stahlprofile zur Aufnahme von Schubkräften (z.B. T-Stahlprofile)

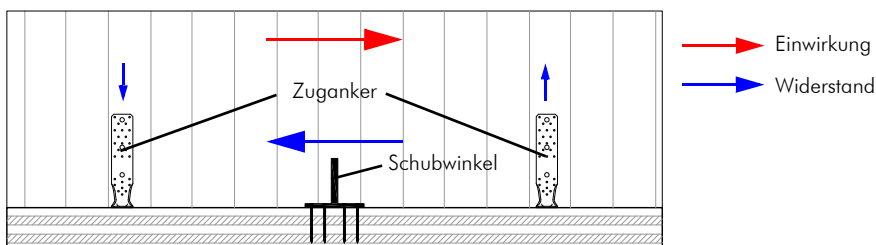


Abb. 6.4 Einsatz eines T-Profiles als Schubwinkel

Im nachfolgenden Kapitel 5 wird das Thema „Verbindungstechnik“ im Allgemeinen betrachtet. Aus Gründen der Übersicht wird keine Rücksicht auf die Besonderheiten der hier im Speziellen vorgestellten Verbindungsmittel genommen.

7 Erfahrungen mit BSP-Elementen im Erdbebenfall

Grundsätzlich zeigen Bauwerke aus Holz im Erdbebenfall ein „gutmütiges“ Verhalten. Der Grund hierfür liegt vor allem im geringen Eigengewicht des Baustoffes. Dadurch sind die horizontal einwirkenden Trägheitskräfte – welche im Erdbebenfall bekanntlich maßgeblich sind – verhältnismäßig klein. Weiters spricht die hohe Duktilität, welche durch die Verbindungsmittel aus Stahl üblicherweise gegeben ist, für die Holzbauweise. Voraussetzung ist allerdings, dass das Bauwerk mit der Kapazitätsmethode bemessen wurde bzw. sichergestellt werden kann, dass das Versagen (zumindest rechnerisch) ausschließlich in den Verbindungen auftritt, denn der Baustoff Holz für sich zeigt ein sprödes Versagen.

Erfahrungen mit Brettsperrholz unter Erdbebenbeanspruchung sind derzeit nur begrenzt vorhanden. Erste größere Versuche wurden im Zuge des italienischen Forschungsprojekts „SOFIE“ durchgeführt. Hierbei stellte sich heraus, dass die BSP-Elemente als quasi starr angesetzt werden können und dementsprechend die Verbindungsmittel den maßgebenden Punkt darstellen. Im Folgenden soll das genannte Forschungsprojekt kurz beschrieben werden.

7.1 Das Projekt „SOFIE“ [23]

Im Jahr 2006 wurden im Rahmen des Projekts „SOFIE“ Untersuchungen zum Verhalten der Holz-Massivbauweise im Erdbebenfall durchgeführt. Da in der EN 1998-1:2005 [1] kein Verhaltensbeiwert „q“ für Brettsperrholz definiert ist und die Computermodelle für die Berechnung desselben noch nicht ausgereift sind, hatte das Projekt die versuchstechnische Ermittlung dieses Wertes zum Ziel.

Zu diesem Zweck wurden mehrere Versuche durchgeführt. Ausgehend von Versuchen an einzelnen Wänden über einen pseudodynamischen Versuch an einem einzelnen Stockwerk bis hin zu einem „Shaking-table“-Versuch an einem dreistöckigen Gebäude.

Dieses Gebäude wurden auf die in Italien maximal anzusetzende Bodenbeschleunigung bei Erdbeben von $0,35 \cdot g$ ausgelegt, wobei der Verhaltensbeiwert mit $q = 1$ angesetzt wurde. Im Vorfeld der Versuche wurde das sogenannte „near-collaps“-Kriterium als Versagen eines oder mehrerer Zuganker festgelegt. „Near-collaps“ bedeutet in diesem Zusammenhang, dass das Gebäude zwar stark beschädigt sein kann, aber nicht einstürzen darf. Damit soll sichergestellt werden, dass keine Menschenleben durch das Einstürzen von Gebäuden in Gefahr kommen (vergleiche Abschnitt 7.1.5 in Kapitel 3). Die Erdbebenbelastung – sprich Bodenbeschleunigung – beim „Shaking-table“-Versuch wurde schrittweise gesteigert (von $0,15 \cdot g$ bis auf $1,2 \cdot g$). Das festgelegte „near-collaps“-Kriterium wurden erst bei der letzten Stufe erreicht. Bei den vorangegangenen Versuchen waren jeweils nur kleine Reparaturen notwendig (Tauschen von Schrauben, Nachziehen der Anker).

Nachdem die entsprechende Beschleunigung bekannt war, konnte, bezugnehmend auf die in der Berechnung angesetzte Erdbebenbelastung, ein Verhaltensbeiwert von $q = 3,4$ errechnet werden. Strenggenommen ist dieser Wert nur für dieses Gebäude und für den geprüften Erdbebenverlauf gültig, allerdings kann dank dieser Versuche der Richtwert für den Verhaltensbeiwert der Holz-Massivbauweise mit Brettsperrholz mit $q \sim 3,0$ festgelegt werden.

Im Jahr 2007 wurde ein weiterer Großversuch an einem siebenstöckigen BSP-Gebäude durchgeführt (siehe Abb. 7.1)



Abb. 7.1 Projekt „SOFIE“:
 links-oben: pseudodynamischer Versuch an einem Stockwerk [26]
 links-unten: dreistöckiges Versuchsobjekt [27]
 rechts: siebenstöckiges Versuchsobjekt [53]

Verbindungstechnik

1 Allgemeines zur Verbindungstechnik im Holzbau [14], [42]

Im Gegensatz zu Stahl, Beton und verschiedenen Kunststoffen, ist es mit dem Werkstoff Holz nicht möglich größere dreidimensionale Formen durch Gießen, Verformen oder Schweißen (zumindest unter Praxisbedingungen) herzustellen. Demzufolge ist der Holzbau aufgrund der natürlichen Randbedingungen seines Rohstoffes auf eine sicher und zuverlässig funktionierende, sowie ausgereifte Verbindungstechnik angewiesen. Um dies gewährleisten zu können, sind neben den mechanischen Eigenschaften der Verbindungen auch die konstruktiven Faktoren einer Verbindung zu berücksichtigen.

1.1 Konstruktive Grundsätze

Das große am Markt befindliche Angebot an Verbindungsmitteln für Holz und Holzwerkstoffe, ist zum einen für den planenden Ingenieur sehr angenehm, da es für viele auftretende Konstruktionssituationen bzw. Verbindungen in einem Bauwerk bereits ein passendes Verbindungssystem gibt. Zum anderen ist es im Hinblick auf die Übersichtlichkeit bei der Planung – im Besonderen im praktischen Einsatz auf der Baustelle – von Vorteil, wenn für ein Bauwerk möglichst wenige unterschiedliche Verbindungsmittelarten verwendet werden. Selbst bei gleichen Verbindungssystemen (z.B. eingeschlitzte Stahlbleche) ist auf möglichst geringe Differenzierungen zu achten, d.h. in diesem Fall die Verwendung möglichst gleicher Stahlblechdicken und gleicher Stabdübeldurchmesser. Aus den oben genannten Gründen und auch aus dem Blickwinkel der Wirtschaftlichkeit eines Bauvorhabens gilt für Verbindungen im Holzbau der Grundsatz:

„Je einfacher – desto besser!“

Weiters ist aufgrund der Funktionalität, und nicht zuletzt auch der Ästhetik, auf ein kompaktes und gleichmäßiges geometrisches Bild einer Verbindung zu achten.

1.2 Mechanische Grundlagen

Im Wesentlichen beschäftigt sich dieser Abschnitt mit den Begriffen

- Tragfähigkeit,
- Steifigkeit und
- Duktilität.

Die Kenntnis dieser grundlegenden mechanischen Eigenschaften einer Verbindung sind zum einen für die Bemessung der Verbindung selbst und in weiterer Folge auch für die Bestimmung der Lasten im Tragwerk von Bedeutung. Insbesondere bei Berechnungen nach Theorie II. Ordnung muss auf die „Nachgiebigkeit“ der Verbindungsmittel Rücksicht genommen werden, da durch diese der Kraftfluss im gesamten Tragwerk beeinflusst werden kann. Weiters ist zu bedenken, dass besonders bei statisch bestimmten Systemen die Nachgiebigkeit der Verbindungen zu erheblichen Verformungen des Gesamtsystems führen kann.

Der folgenden Abb. 1.1 sind die oben angeführten Begriffe Tragfähigkeit (Bruchkraft), Steifigkeit (K_{ser} bzw. K_u) und Duktilität (D_s) zu entnehmen.

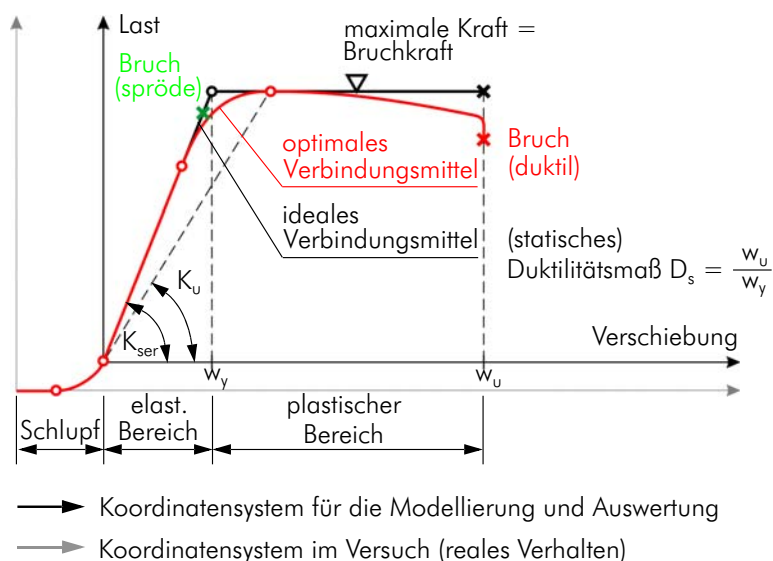


Abb. 1.1 Last-Verschiebungsdiagramm (Arbeitslinie) mit den wesentlichen Grundbegriffen zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Verbindungsmitteln bzw. Verbindungen [42]

Anmerkung:

In der Literatur werden unterschiedliche Variablen für die Verformung bzw. den Weg angegeben (w, u, v, V, \dots). In dieser Masterarbeit soll der Übersicht halber die Verformung grundsätzlich mit V bezeichnet werden, auch wenn in den, der Literatur entnommenen, Skizzen andere Bezeichnungen verwendet wurden.

1. 2. 1 Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit ist laut Prüfnorm EN 26 891:1991 [7] definiert als jene Last, welche bei Bruch bzw. Versagen des Prüfkörpers auftritt. Weiters ist festgehalten, dass – falls kein Versagen auftritt – die Prüfung nach 15 mm Verformung abgebrochen werden darf und die bis dahin gemessene Höchstlast als Wert für die Tragfähigkeit herangezogen werden soll.

1. 2. 2 Wirkungsgrad

Der Wirkungsgrad η einer Verbindung drückt sich über das Verhältnis vom Tragwiderstand des Bauteils mit Verbindung zum Tragwiderstand des Bauteils ohne Verbindung aus. Die Tragfähigkeit einer Verbindung ist demzufolge durch die Tragfähigkeit des Materials in dem die Verbindung bzw. das Verbindungsmittel eingebettet ist nach oben hin begrenzt. Abgesehen von Verklebungen, bei welchen mitunter ein Wirkungsgrad von $\eta \sim 1,0$ erreicht werden kann, ist ein Wirkungsgrad von ca. 60 - 70 % für die meisten Verbindungsmittel ein guter Schätzwert. Dementsprechend sollte auch bei der Vorbe-messung der Bauteile kein höherer Ausnutzungsgrad erreicht werden, da dieser im Allgemeinen über die Verbindungen limitiert wird.

1. 2. 3 Steifigkeit

Die Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit einer Verbindung definiert sich über das Verhältnis von Last- und Weginkrementen des Arbeitsdiagramms. In der EN 26 891 [7] ist die Steifigkeit einer geprüften Verbindung wie folgt definiert:

$$k_s = \frac{0,4 \cdot F_{est} - 0,1 \cdot F_{est}}{V_{0,4} - V_{0,1}} \left[\frac{N}{mm} \right] \quad [5.1]$$

wobei

k_s Verschiebungsmodul eines geprüften Verbindungsmittels

F_{est} vor dem Versuch geschätzte Bruchlast

$V_{0,1}, V_{0,4}$ Verformung bei 10 % bzw. 40 % von F_{est}

Geometrisch betrachtet gilt: je steiler der erste ansteigende Ast, desto steifer ist die Verbindung. Wie aus Abb. 1.1 ersichtlich, wird die Steifigkeit einer Verbindung mit Hilfe der Verschiebungsmoduln K_{ser} (entspricht dem Mittelwert von k_s aus mehreren Versuchen) und K_u angegeben.

- Der Verschiebungsmodul K_{ser} beschreibt die Steigung der Sekante an die Last-Ver-schiebungskurve im Bereich der sogenannten „Gebrauchslasten“ (rund 40 % der Tragfähigkeit bzw. Bruchlast) (siehe Gl. [5.1]).
- Der Verschiebungsmodul K_u soll hingegen die Steifigkeit bei Erreichen der maxima-len Traglast beschreiben und ist demnach die Steigung der Sekante an die „Bruch-festigkeit“.

Den Indizes entsprechend werden diese Werte auch bei den unterschiedlichen Berechnungen eingesetzt:

Bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (engl.: „Serviceability Limit State“ oder SLS) – bei welchem angenommen wird, dass elastisches Verhalten auftritt – wird mit dem Verformungsmodul K_{ser} gerechnet.

Bei Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (engl.: „Ultimate Limit State“ oder kurz ULS) wird aufgrund der auftretenden plastischen Verformungen der Wert K_u verwendet.

Betrachtet man Abb. 1.2 wird klar, dass zwar der Verschiebungsmodul K_{ser} einer Verbindung verhältnismäßig genau bestimmt werden kann, der Verschiebungsmodul im Bruchzustand K_u allerdings nur sehr schwierig für die verschiedenen Verbindungsmittel bzw. Verbindungen anzugeben ist. Deshalb wird dieser in den meisten bestehenden Normenwerken für alle Verbindungsmittel vereinfachend mit zwei Drittel von K_{ser} angenommen (siehe Gl. [5.2]).

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad [5.2]$$

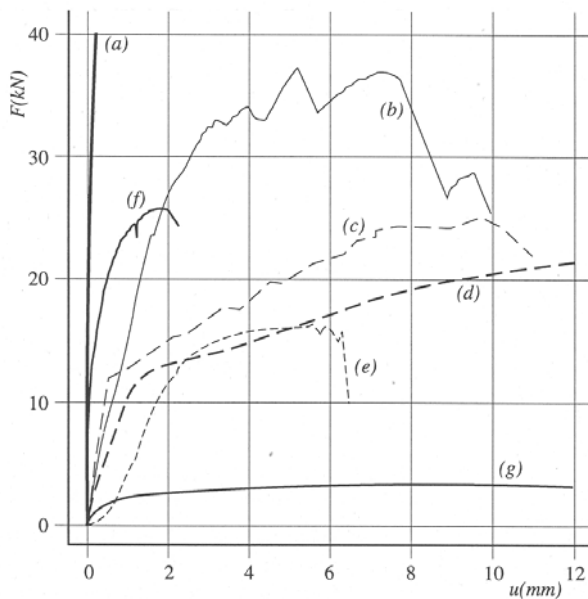


Abb. 1.2 experimentelle Last-Verschiebungskurven für Verbindungen unter Zugbeanspruchung in Faserrichtung [16]:

- a) geleimte Verbindung
- b) Einlassdübel
- c) zweiseitiger Einpressdübel
- d) Stabdübel
- e) Bolzen
- f) Nagelplatte
- g) Nägel

1. 2. 4 Duktilität

Grundsätzlich wird die „statische“ Duktilität D_s als Verhältnis der Bruchverformung (V_u) zur Fließverformung (V_y) definiert.

$$D_s = \frac{V_u}{V_y} \quad [5.3]$$

Dementsprechend beschreibt die Duktilität einer Verbindung deren Verformungsvermögen nach Erreichen der Fließverformung (siehe Abschnitt 3. 1 in Kapitel 3).

In [16] findet sich eine Einteilung unterschiedlicher Verbindungstypen nach ihrer Duktilität (siehe Tab. 1. 1).

Verbindungsmitteltyp und Belastung	D_s
- axial beanspruchte Nägel und Schrauben - eingeleimte Stäbe - Einlassdübel - stiftförmige Verbindungsmittel mit Versagensursache 1 (kein Fließgelenk) oder belastet unter einem Winkel zur Faserrichtung von über 60°	$D_s \leq 3$
- Einpressdübel - Nagelplatten - stiftförmige Verbindungsmittel mit Versagensursache 2 (ein Fließgelenk)	$3 < D_s \leq 6$
- genagelte Platten - stiftförmige Verbindungsmittel mit Versagensursache 3 (zwei Fließgelenke)	$6 < D_s$
Anmerkung: Die Versagensursachen bzw. die Anzahl der Fließgelenke beziehen sich auf einschichtige Verbindungen (siehe Abschnitt 2. 1. 1 Versagensformen nach Johansen).	

Tab. 1.1 Klassifizierungen von Verbindungen aufgrund der statischen Duktilität nach [16]

Mit den oben beschriebenen Begriffen können die Anforderungen an das „ideale“ Verbindungsmittel in drei Punkten zusammengefasst werden:

- Eine Verbindung soll eine möglichst hohe Tragfähigkeit besitzen, dabei
- möglichst steif sein und
- eine möglichst hohe Duktilität aufweisen.

In der Praxis müssen allerdings die Zusammenhänge zwischen den drei Eigenschaften berücksichtigt und dementsprechende Kompromisse gefunden werden. Beispielsweise besitzen Verbindungen mit einer hohen Steifigkeit in der Regel eine hohe Tragfähigkeit, dafür jedoch eine geringe Duktilität (z.B. auf Zug beanspruchte Schraubenverbindungen). Verbindungen mit einer hohen Tragfähigkeit und hoher Duktilität sind hingegen als eher „weich“ einzustufen (z.B. auf Abscheren beanspruchte Schraubenverbindungen).

1. 2. 5 Modelle zur detaillierteren Beschreibung des Verbindungsmittelverhaltens

Zur detaillierteren mathematischen Beschreibung der Ergebnisse von Prüfungen an Verbindungen bzw. Verbindungsmitteln werden vielfach die Modelle von Foschi (1974) und Jaspert (1991) verwendet. Dabei ist das Modell von Foschi, welches mit drei Parametern auskommt, vor allem in der Holzbauforschung bekannt und das Modell von Jaspert – dieses arbeitet mit vier Parametern – im Bereich des Stahlbaus gebräuchlich.

Im Folgenden sollen beide Modelle kurz angeführt werden.

Modell nach Foschi [34]

Das hier gezeigte Modell von Foschi wurde ursprünglich für eine Stahlblech-Nagelverbindung (gültig für einen Nagel), welche auf Abscheren beansprucht wird aufgestellt.

Das Modell wird durch die Gleichung

$$p = [p_0 + p_1 \cdot w] \cdot \left[1 - e^{-\left(\frac{k \cdot w}{p_0}\right)} \right] \quad [5.4]$$

beschrieben.

Hierbei bedeutet

p Last je Längeneinheit (bezogen auf die Länge des Nagels) [N/mm]

p_0, p_1 Parameter der Last-Verschiebungs-Kurve [N/mm] bzw. [N/mm²]

k Anfangsmodul [N/mm²]

w Nagelverformung je Längeneinheit (bez. auf Nagellänge) [mm]

In Abb. 1.3 ist die behandelte Verbindung und das Last-Verschiebungs-Diagramm abgebildet.

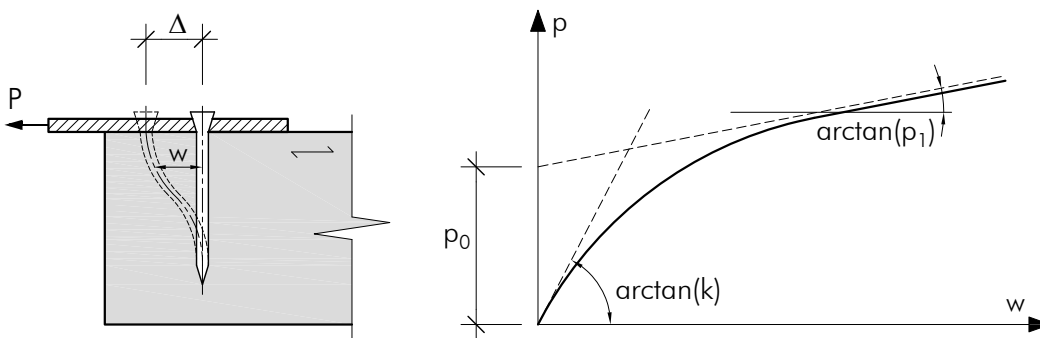


Abb. 1.3 Modell nach Foschi
links: Versuchskonfiguration
rechts: Last-Verformungs-Diagramm mit den einzelnen Parametern

Einen Bezug zur gesamten Verbindung und der einwirkenden Last wurde durch eine, von H.-J. Blaß (nach [19]) eingeführte, Erweiterung mit der Gleichung

$$f(x) = [K_2 + K_3 \cdot x] \cdot \left[1 - e^{-\frac{K_1 \cdot x}{K_2}} \right] \leq F_{\max} \quad [5.5]$$

hergestellt.

Dabei bedeuten:

$f(x)$ Last bei einer Verschiebung x [N]

x Verschiebung [mm]

K_1 Steigung der Tangente im Ursprung [N/mm]

K_2 Achsenabschnitt der Endtangente [N]

K_3 Steigung der Endtangente [N/mm]

F_{\max} Höchstlast [N]

Abb. 1.4 zeigt die angeführten Faktoren der erweiterten Gleichung anhand einer Last-Verformungs-Kurve.

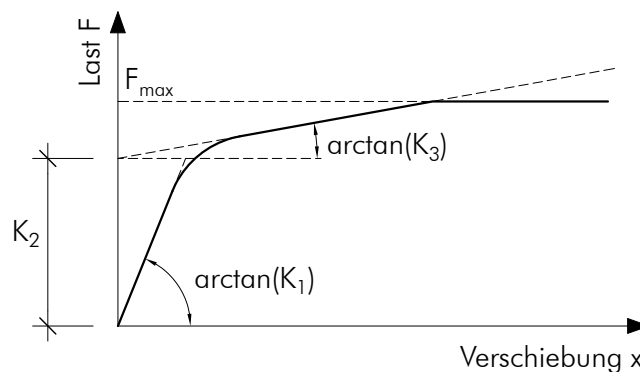


Abb. 1.4 Last-Verschiebungs-Beziehung nach Blaß [19] (überarbeitet)

Modell nach Jaspert [31]

Das Jaspert-Modell zur Beschreibung der Kraft-Verschiebungs-Linie einer Verbindung bzw. eines Verbindungsmittels, welche einen Parameter (d) mehr beinhaltet als das Modell nach Foschi, ist wie folgt definiert

$$F(\delta) = \frac{(a-b) \cdot \delta}{\left\{ 1 + \left[\frac{(a-b) \cdot \delta}{c} \right]^d \right\}^{\frac{1}{d}}} + b \cdot \delta \quad [5.6]$$

Hierbei bedeuten:

F Last je Schnittfuge und Verbindungsmittel [N]

a Anfangssteifigkeit [N/mm]

b Steifigkeit im plastischen Bereich [N/mm]

c Übergang vom elastischen in den semi-plastischen Bereich [N]

d Kurvenparameter [-]

δ Verformung [mm]

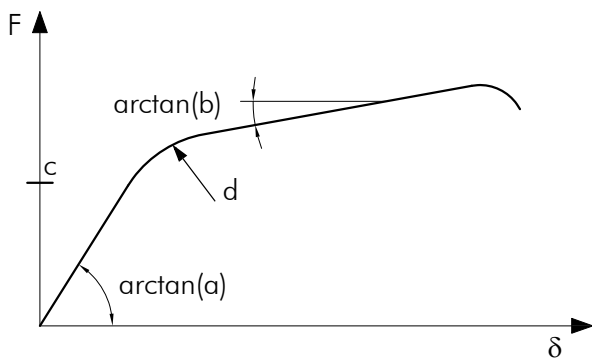


Abb. 1.5 Parameterdefinition, dargestellt an einem Kraft-Weg-Diagramm für die Modelle nach Foschi und Jaspert [31] (überarbeitet)

Der zusätzliche Parameter d in Jaspert's Modell, ermöglicht eine bessere Beschreibung des nicht-linearen Verlaufs eines Kraft-Weg-Diagramms.

Welches der vorgestellten Modelle verwendet wird bzw. ob ein anderes oder modifiziertes Modell die Versuchsergebnisse besser beschreibt, hängt vom jeweiligen Kraft-Verchiebungs-Verlauf des Verbindungsmittels selbst ab und muss von Fall zu Fall beurteilt werden.

1.3 Einfluss der Holzfeuchte [16]

Die Holzfeuchtigkeit spielt natürlich auch in der Verbindungstechnik eine nicht unwesentliche Rolle. Holzfeuchteänderungen bei Langzeitbelastungen haben auf die Verbindungstechnik sogar einen größeren Einfluss als auf die „reinen“ Holzbauteile der Konstruktion. Besonderes Augenmerk ist hierbei auf die Differenz der Holzfeuchte beim Einbau des Verbindungsmittels und der „endgültigen“ Holzfeuchte im fertigen Bauwerk zu legen. Trotzdem wird in den Normenwerken auf eine diesbezügliche Differenzierung verzichtet. Für die Nachweise der Verbindung werden dieselben Faktoren (k_{mod} bzw. k_{def}) wie für die Bauteilnachweise angesetzt.

Da der Einfluss der Holzfeuchte für die Kurzzeitbeanspruchung von Verbindungen in Kombination mit den – während eines Erdbebens auftretenden – großen Verformungen keine (derzeit bekannte) Relevanz besitzt, soll hier nicht näher darauf eingegangen werden. Genauere Ausführungen und Literaturquellen zu diesem Thema finden sich in [16] und [32].

1. 4 Einteilung der Verbindungen

Eine mögliche Einteilung der Verbindungstechnik in sogenannte zimmermannsmäßige und ingenieurmäßige Verbindungen wird im Folgenden kurz erläutert.

1. 4. 1 Zimmermannsmäßige Verbindungen

Unter zimmermannsmäßigen Verbindungen versteht man alle Holz-Holz-Verbindungen, welche ohne zusätzliche Verbindungsmittel aus anderen Materialien auskommen. Beispiele für diese Verbindungen sind

- Überplattungen,
- Versätze,
- Zinkenverbindungen,
- Zapfenverbindungen und
- Schubverbindungen mit Holzschubdübeln (z.B. verdübelte Balken mit Hartholzdübeln).

Verbindungen fallen auch unter diese Kategorie, wenn sie mit Schrauben zur Lagesicherung versehen werden, da die planmäßige Lastübertragung vorwiegend über die zimmermannsmäßige Verbindung erfolgt.

1. 4. 2 Ingenieurmäßige Verbindungen

Hierunter fallen alle jene Verbindungen, welche mit Hilfe von Verbindungsmitteln aus anderen Materialien als Holz (Stahl, Kunststoff,...), hergestellt werden. Es werden folgende Untergruppen unterschieden

- Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (vorwiegend auf Abscheren beansprucht)
 - Stabdübel/Passbolzen
 - Bolzen
 - Nägel
- Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (vorwiegend auf Herausziehen beansprucht)
 - Vollgewinde- und Teilgewindeschrauben
 - eingeklebte Gewindestangen
 - Rillennägel

- flächenförmige Verbindungen
 - Dübel besonderer Bauart
 - Nagelplatten
 - diverse Systemverbinder
- Verklebungen

Anmerkung:

Die Zuteilung der Verbindungsmittel zu den einzelnen Untergruppen erfolgt nach der vorwiegenden Beanspruchungsart in der praktischen Verwendung.

Im Gegensatz zum Holz-Leichtbau, wo beide Verbindungs-Prinzipien eingesetzt werden können, wird im Holz-Massivbau so gut wie ausschließlich auf die ingenieurmäßigen Verbindungsmittel zurückgegriffen. Aus diesem Grund bezieht sich in den folgenden Ausführungen der Begriff „Verbindung“ ausschließlich auf die ingenieurmäßigen Verbindungen. Weiters wird bei den Ausführungen auf die nähere Betrachtung der „reinen“ Holz-Holz-Verklebung – als Verbindung – verzichtet, da diese im Holz-Massivbau wenig Relevanz besitzt. Ein weiterer Grund die Klebeverbindung trotz ihrer Vielfältigkeit in dieser Arbeit nicht näher zu betrachten besteht im sehr spröden Bruchverhalten derselben, welches für Erdbebenbelastungen sehr ungünstig ist und deshalb dafür keine große Rolle spielt.

2 Berechnung von Verbindungen

Für die Berechnung von Verbindungen müssen zwei Verbindungstypen unterschieden werden

- vom Ingenieur speziell an das jeweilige Tragwerk angepasste und entworfene Verbindungen und
- vorgegebene Verbindungssysteme (mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung).

Im ersteren Fall muss der Ingenieur selbst die Verbindung entwerfen und berechnen. Im Allgemeinen kann dazu auf bereits bestehende Regelwerke zurückgegriffen werden, allerdings muss trotzdem jede Verbindung, wie noch unter Abschnitt 2. 1 ausführlicher beschrieben werden wird, nachgewiesen werden.

Im Gegensatz dazu bedarf es bei der Verwendung von „fertigen“ Verbindungssystemen nicht unbedingt dieser Vorgehensweise, da die Traglasten der Verbindungssysteme bereits in Tabellenform – zum Teil schon mit Bemessungs- („Design-“) Werten – vorliegen und nur noch mit den einwirkenden Lasten „verglichen“ werden müssen. Für die Entwicklung dieser Verbindungssysteme muss allerdings auch auf die, im Weiteren kurz beschriebenen, Berechnungs- bzw. Modellierungsmethoden zurückgegriffen werden.

Beide hier angeführten Fälle haben ihre Vor- und Nachteile, sowie Einsatzgebiete und sind heute, schon allein aus wirtschaftlichen Gründen, unerlässlich. Denn zum einen können die Systemverbinder nicht alle möglichen auftretenden Fälle abdecken, und zum anderen wäre es nicht vertretbar bei Standardanschlüssen jedes Mal eine eigene Verbindung entwerfen und bemessen zu müssen.

In diesem Abschnitt soll nun kurz auf die wichtigsten Punkte, welche bei der Bemessung bzw. Berechnung von Verbindungen beachtet werden müssen, eingegangen werden.

2. 1 Zu beachtende Teilbereiche bei der Berechnung von Verbindungen

Bei der (statischen) Berechnung von Verbindungssystemen sind drei Teilbereiche zu berücksichtigen. Diese sind

- die Tragfähigkeit und Steifigkeit des einzelnen Verbindungsmittels bzw. der Verbindungsmittelgruppe,
- die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Stahlteils (sofern vorhanden) und
- die Tragfähigkeit und Steifigkeit des umliegenden Holzes.

Für die Verbindung maßgebend wird jener Punkt, welcher die geringste Tragfähigkeit besitzt. Ein nicht zu vernachlässigender Aspekt ist der Unterschied zwischen einem einzelnen Verbindungsmittel und einer Verbindungsmittelgruppe worauf im Folgenden aber noch eingegangen wird.

Da der Baustoff Holz im Allgemeinen ein sprödes Bruchversagen zeigt, sollte die Verbindung so bemessen werden, dass das Versagen durch das „Fließen“ der Stahlteile bestimmt wird bzw. sich diese duktil verhalten.

Weiters soll noch darauf hingewiesen werden, dass natürlich auch eventuell auftretende Exzentrizitäten innerhalb und/oder außerhalb der Verbindung zu berücksichtigen sind.

2. 1. 1 Tragfähigkeit/Steifigkeit des einzelnen Verbindungsmittels

Zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit eines einzelnen Verbindungsmittels muss grundsätzlich zwischen den beiden möglichen Hauptbeanspruchungsarten

- Abscheren und
- Herausziehen

unterschieden werden. Abb. 2.1 zeigt die beiden unterschiedlichen Beanspruchungen und die zugehörigen Arbeitslinien für einen einzelnen Nagel. Dabei ist anzumerken, dass die gezeigten Arbeitslinien natürlich nur qualitativer Art sind und nicht einen realen Versuchsverlauf wiedergeben. Hier soll lediglich das in der Regel spröde Verhalten bei Beanspruchungen auf Herausziehen bzw. das eher duktile Verhalten bei Beanspruchungen auf Abscheren veranschaulicht werden.

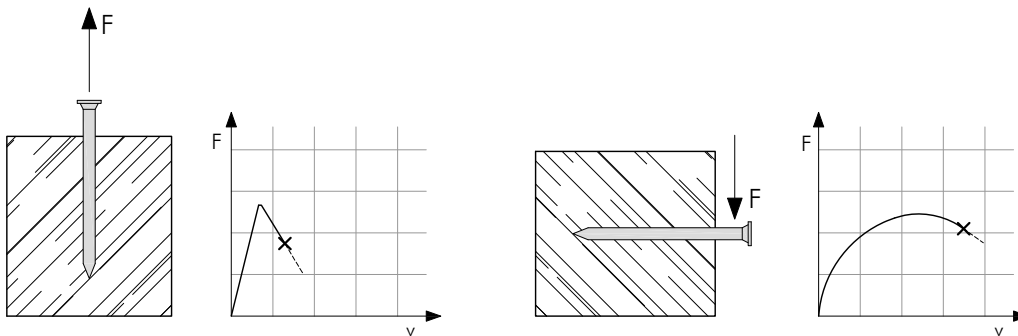


Abb. 2.1 Beanspruchung einzelner Verbindungsmittel mit zugehöriger Arbeitslinie (qualitativ) links: auf Herausziehen beanspruchter Nagel
rechts: auf Abscheren beanspruchter Nagel

Natürlich können auch beide Beanspruchungen gleichzeitig auftreten. Allerdings wird dies mittels Kombination der beiden Beanspruchungsrichtungen im Rahmen der Bemessung berücksichtigt und nicht gesondert betrachtet.

Beanspruchung auf Herausziehen

Wie in diesem Abschnitt schon erwähnt, neigen auf Herausziehen beanspruchte Verbindungsmittel zu einer spröden Versagensform. Allerdings lassen sich durch solche Verbindungen in der Regel außerordentlich hohe Lasten übertragen (hohe Tragfähigkeit, hohe Steifigkeit, geringe Duktilität).

Grundsätzlich werden die Ausziehfestigkeiten von Verbindungsmitteln mit Hilfe der Versuchstechnik ermittelt und sind in den jeweiligen Zulassungen bzw. Normen zu finden. Die größte praktische Bedeutung der vorwiegend auf Herausziehen beanspruchten Verbindungsmittel wird sicher den Schrauben beigemessen. Bei diesen sind neben der Ausziehfestigkeit auch das sogenannte „Kopfdurchziehen“ und die Zugtragfähigkeit der Schraube selbst als limitierende Faktoren zu untersuchen.

Beanspruchung auf Abscheren

Die Tragfähigkeit von auf Abscheren beanspruchten Verbindungsmitteln kann mit Hilfe der Gleichungen von Johansen ermittelt werden. Diese beruhen auf einem ideal-plastischen Materialmodell sowohl des Verbindungsmittels, als auch des auf Lochleibung beanspruchten Holzes bzw. Holzwerkstoffes. Die hieraus resultierenden unterschiedlichen Versagensmoden der Verbindungsmittel werden in den folgenden Skizzen (siehe Abb. 2.2 bis Abb. 2.4) dargestellt, wobei hier anzumerken ist, dass nicht bei jeder Verbindung alle Fälle untersucht werden müssen.

Anmerkung:

Die hier gezeigten Versagensmodi beziehen sich immer auf ein Verbindungsmittel und eine Schnittfuge (→ einschnittige Verbindung). Bei mehrschnittigen Verbindungen sind die Mechanismen entsprechend zu kombinieren.

Versagensformen nach Johansen [16]

Eingangsparameter in diese Berechnungen sind:

- die Lochleibungsfestigkeit ($f_{h,d}$),
- das Fließmoment des Verbindungsmittels ($M_{y,d}$), sowie
- die geometrischen Abmessungen der zu verbindenden Teile bzw. die Eindringtiefe des Verbindungsmittels (t_1 und t_2)

Grundsätzlich sind folgende Versagensfälle zu unterscheiden:

- Versagensmechanismus 1:
Reines Holzversagen ohne Bildung eines Fließgelenkes.

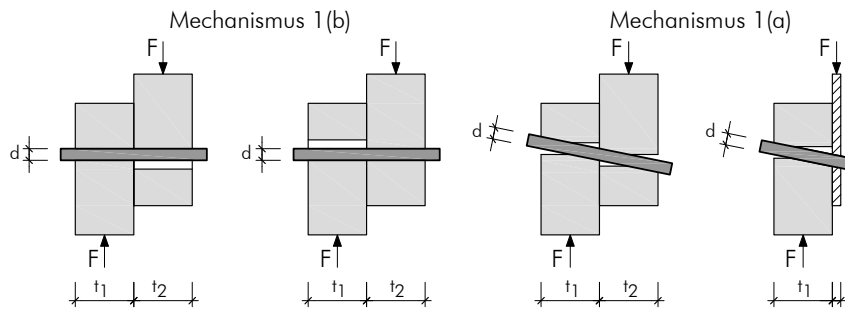


Abb. 2.2 Mechanismus 1(b): Holz-Holz-Verbindung (einmal versagt Bauteil 1 und einmal Bauteil 2)
Mechanismus 1(a): Holz-Holz-Verbindung bzw.
Holz-Stahlblech-Verbindung (dünnes Stahlblech)

- Versagensmechanismus 2:
Holzversagen in Kombination mit einem Fließgelenk im Verbindungsmittel.

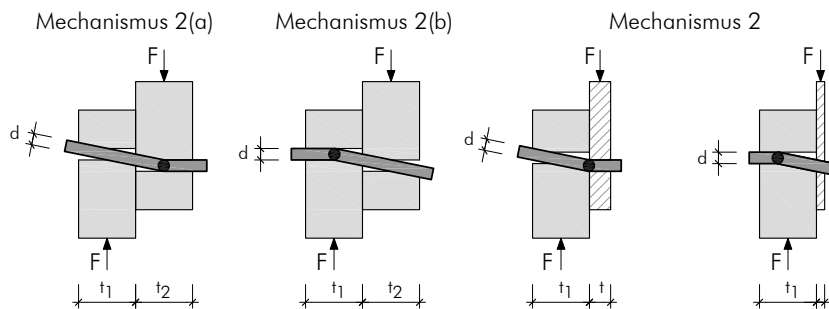


Abb. 2.3 Mechanismus 2(a) und 2(b): Holz-Holz-Verbindung (einmal versagt Bauteil 1 und einmal Bauteil 2)
Mechanismus 2: Holz-Stahlblech-Verbindung
links: dickes Stahlblech
rechts: dünnes Stahlblech

- Versagensmechanismus 3:
Es bilden sich zwei Fließgelenke im Verbindungsmittel.

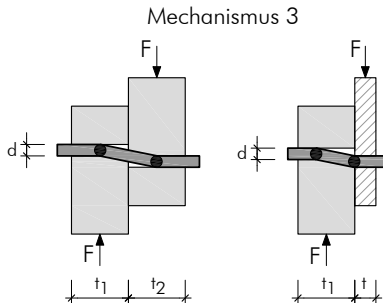


Abb. 2.4 Mechanismus 3
links: Holz-Holz-Verbindung
rechts: Holz-Stahlblech-Verbindung (dickes Stahlblech)

Anmerkung:

Bei den Versagensformen nach Johansen wird zwischen innen- und außenliegendem und dünnem bzw. dickem Stahlblech unterschieden (dünn für $t \leq 0,5d$ und dick für $t > d$; dazwischen lineare Interpolation wobei d den Durchmesser des Verbindungsmittels angibt und t die Stahlblechdicke).

Auf eine detaillierte Ausführungen und die Angabe des zugehörigen Formelwerks zu den Versagensformen nach Johansen wird an dieser Stelle verzichtet und auf [16] und [42] verwiesen.

Nicht alle Verbindungsmittel (z.B. Stabdübel) besitzen eine Ausziehfestigkeit (bzw. wird diese für Stabdübel nicht berücksichtigt), andere hingegen (z.B. Schrauben) besitzen eine sehr viel höhere Ausziehfestigkeit als Scherfestigkeit. Weiters können einige Verbindungsmittel den sogenannten „Seileffekt“ (z. B. Bolzen) aktivieren, welcher die Tragfähigkeit zusätzlich erhöht.

Allein durch diese Vergleiche wird klar, dass nicht jedes Verbindungsmittel für jede Belastungsart gleich gut geeignet ist.

Einzelnes Verbindungsmittel – Verbindungsmittelgruppe

Nach der Durchführung der oben beschriebenen Berechnungen ist die Tragfähigkeit eines Verbindungsmittels bezogen auf eine Scherfuge (R_d) bekannt. Um nun die Tragfähigkeit einer, aus mehreren Verbindungsmitteln bestehenden Verbindung ($R_{d,ges}$) berücksichtigen zu können muss R_d mit der Anzahl der Schnittfugen (s), der Verbindungsmittellanzahl je Reihe (m) und der abgeminderten Anzahl der in Faserrichtung hintereinander liegenden Verbindungsmittel (n_{ef}) multipliziert werden (siehe und Gl. [5.7] und Abb. 2.5).

$$R_{d,ges} = R_d \cdot s \cdot m \cdot n_{ef} \quad [5.7]$$

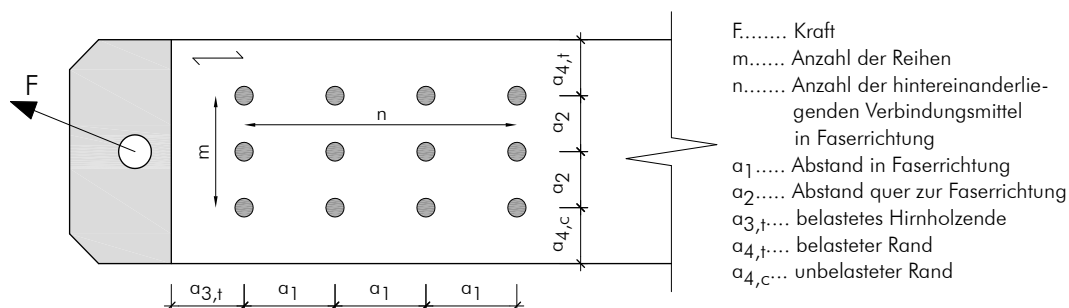


Abb. 2.5 Randabstände und Definition von m und n am Beispiel einer zweischnittigen Stabdübel-Verbindung mit innenliegendem Stahlblech

Weiters müssen bei der Planung einer Verbindung mit mehreren Verbindungsmitteln die Verbindungsmittelabstände beachtet bzw. die Mindestabstände kontrolliert werden. Durch die Einhaltung derselben wird zum einen das seitliche Ausreißen verhindert, und zum anderen sind die Wirkungsbereiche der Verbindungsmittel berücksichtigt. Weiters wird damit auch dem sogenannten „Reißverschlussseffekt“ vorgebeugt. Der angesprochene Rechenwert n_{ef} beinhaltet den Einfluss der „Gruppenwirkung“ und mindert die Anzahl der in Faserrichtung hintereinander liegenden Verbindungsmittel ideell ab.

Zur Ermittlung von n_{ef} , den einzuhaltenden Mindestabständen für die verschiedenen Verbindungsmittel und weitere Parameter wird z. B. auf [3],[16] und [42] verwiesen.

2. 1. 2 Verhalten des Stahlteils

Der zweite wichtige Bestandteil einer Verbindung ist (sofern vorhanden) das Stahlblech. Beispiele für Verbindungen mit Stahlblechen sind

- Holz-Stahlblech-Verbindungen mit vorwiegend auf Herausziehen beanspruchten Schrauben
- Winkelverbinder
- Dübel-/Bolzen-Verbindungen

Bei derartigen Verbindungen muss nachgewiesen werden, dass der Stahlteil die einwirkenden bzw. die zu übertragenden Lasten aufnehmen kann. Hierfür sind beim Nachweis im Allgemeinen die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{M,2} = 1,25$ (für Bruchversagen infolge Zugbeanspruchung) bzw. $\gamma_{M,0} = 1,0$ zu berücksichtigen (siehe Eurocode 3 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten“ insbesondere Teil 1-1 und Teil 1-8).

Anmerkung:

Der Wert $\gamma_{M,0} = 1,0$ beruht auf der Annahme, dass die Kennwerte für den verwendeten Stahl sogenannten Nenngrößen entsprechen. Ist dies nicht der Fall und werden charakteristische Kennwerte bei der Berechnung verwendet, muss $\gamma_{M,0} = 1,1$ angesetzt werden.

2. 1. 3 Verhalten des umliegenden Holzes

Als dritte und letzte Aufgabe im Rahmen der Nachweisführung einer Verbindung ist ein sogenannter Nettoquerschnittsnachweis des umliegenden Holzquerschnittes zu führen. Betrachtet man beispielsweise eine übliche Stabdübelverbindung, kann von einer Querschnittsschwächung im Bereich der Verbindung von 20 % und mehr ausgegangen werden. Demzufolge muss nachgewiesen werden, dass der Restquerschnitt (siehe Abb. 2.6) die an dieser Stelle vorhandene Beanspruchung aufnehmen bzw. tragen kann. Weiters muss das sogenannte „Blockscheren“ – welches eine Kombination aus Zug- und Schubversagen entlang der Verbindungsmittelreihen darstellt – verhindert bzw. nachgewiesen werden.

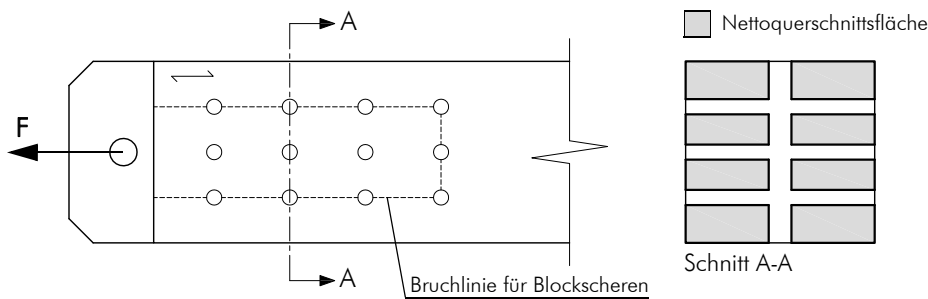


Abb. 2.6 Nettoquerschnitt und Bruchlinie für Blockscheren einer Stabdübel-Verbindung mit innenliegendem Stahlblech.

3 Dynamisches Verhalten von Verbindungen [16]

Das Verhalten von Holzbauten unter dynamischen Einwirkungen ist, wie bereits in Kapitel 4 angesprochen, in hohem Maße von den verwendeten Verbindungssystemen abhängig. Der Grund dafür liegt im Verhalten des Materials Holz unter statischer und dynamischer Belastung. Abgesehen von der Druckbeanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung (Querdruck), verhält sich das Material Holz im Allgemeinen – mehr oder weniger – linear-elastisch und zeigt ein sprödes Bruchverhalten (siehe Abb. 3.1).

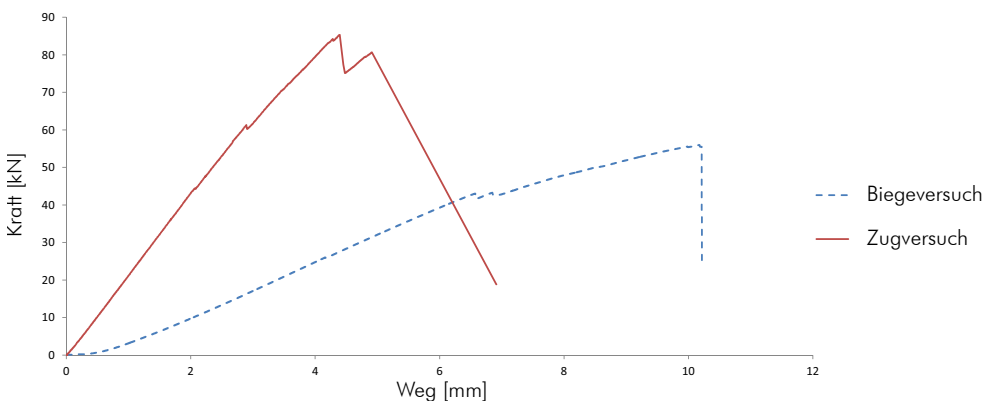


Abb. 3.1 linear-elastisches Verhalten von Holz am Beispiel eines Biege- und eines Zugversuchs

Durch das Fehlen einer Plastifizierung kann keine bzw. nur sehr wenig Energie dissipiert (umgewandelt) werden. Will man trotzdem ein gewünschtes duktileres Verhalten eines Holztragwerkes erreichen, muss dieses dementsprechend von den Verbindungen bzw. Verbindungsmitteln übernommen werden.

Wie sich eine Verbindung unter zyklischer Belastung verhält, hängt unter anderem stark von den folgenden Parametern ab:

- Lochleibungsfestigkeit des Holzes und Fließfähigkeit des Stahls
Durch das (lokale) Plastifizieren des Holzes in der Lochleibung und besonders durch die Ausbildung von Fließgelenken in Stahlteilen und Verbindungsmitteln (Nagel, Dübel, Bolzen,...) kann Energie dissipiert werden.
- Schlankheitsgrad des Verbindungsmittels
Über die richtige Wahl des Schlankheitsgrades – das Verhältnis der Abmessung des Holzteils zum Durchmesser des Verbindungsmittels ($\lambda = t/d$) – kann die Ausbildung eines Fließgelenks begünstigt werden.
- Randabstände
Die Einhaltung entsprechender (normgemäßer) Randabstände verhindern ein Aufreißen des Holzes im Bereich des Verbindungsmittels und somit ein sprödes mechanisches Verhalten der Verbindung.

3.1 Ermitteln der Parameter zur Beschreibung des Verhaltens von Verbindungen unter dynamischer Beanspruchung

Die Ermittlung der dynamischen Parameter für einen Verbindungstyp erfolgt in der Regel mittels quasi-statischer Versuche, wobei sowohl monotone als auch zyklische Versuche durchgeführt werden sollten (siehe Kapitel 6).

Die monotonen Versuche dienen dazu, die Fließverformung bzw. Bruchverformung der Verbindung zu bestimmen, welche als Eingangsparameter (Referenzverformung) der zyklischen Versuche notwendig sind.

Bei den zyklischen Versuchen wird das Verhalten der Verbindung unter einer „Wechselbelastung“ mit steigender Amplitude beobachtet (siehe Abb. 3.2).

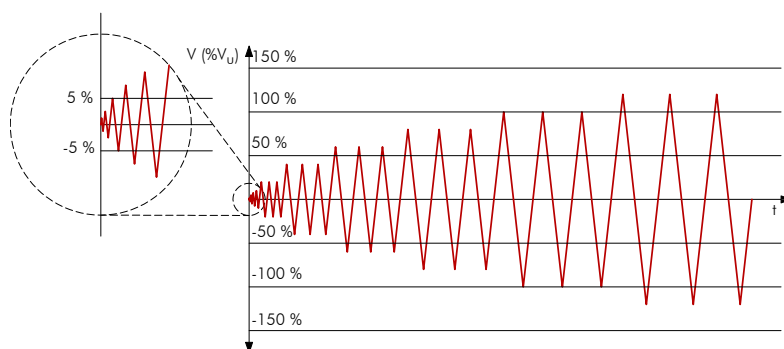


Abb. 3.2 zyklischer Prüfverlauf nach [6]
(V_u bezeichnet hier die Bruchverformung aus dem vorangegangenen monotonen Versuch)

Welche Eingangsparameter für die quasi-statisch zyklische Prüfung von Verbindungen benötigt, welche Zyklen beachtet und wie genau die Amplitudensteigerungen geregelt werden, ist in Kapitel 6 näher beschrieben.

3. 1. 1 Parallelen zum Dauerschwingversuch im Stahlbau

Die zyklischen Versuche im Holzbau können innerhalb gewisser Grenzen mit den Dauerschwingversuchen (Einstufenversuche) zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeitswerte, im Stahlbau verglichen werden. Anzumerken ist jedoch, dass die Ergebnisse von Dauerschwingversuchen nicht mit jenen der sogenannten „low cycle“ Versuche, welche für die Erdbebenforschung verwendet werden, verglichen werden können. Weiters tritt im Erdbebenfall kein (primäres) Ermüdungsversagen auf, da die Anzahl der Schwingungen bzw. Zyklen während eines Erdbebens für ein Ermüdungsversagen viel zu gering sind. In Abb. 3.3 und im Folgenden werden die relevanten Begriffe aus dem Stahlbau erläutert und ein Vergleich mit den Verbindungsmittelprüfungen im Holzbau angestellt.

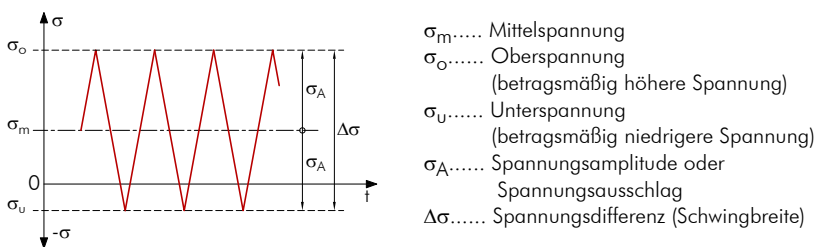


Abb. 3.3 Begriffsdefinitionen für die Lastzyklen zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeitswerte im Stahlbau [44] (überarbeitet)

Die in Abb. 3.3 gezeigten Begriffe weisen folgende Zusammenhänge auf:

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_o + \sigma_u)}{2} \quad , \quad \Delta\sigma = \sigma_o - \sigma_u \quad \text{und} \quad \sigma_A = \frac{\Delta\sigma}{2}$$

Das Spannungsverhältnis κ ist dabei wie folgt definiert:

$$\kappa = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} \quad [5.8]$$

Hierbei ist es wichtig, die Werte für Ober- und Unterspannung vorzeichengerecht einzusetzen.

Der Wert κ kann zwischen -1,0 und +1,0 schwanken. Den Grenzwerten von κ können folgende Bedeutungen zugeschrieben werden:

- $\kappa = -1$ Wechselbeanspruchung
- $\kappa = 0$ Zug- bzw. Druck-Schwellbeanspruchung (Ursprungsbeanspruchung)
- $\kappa = 1$ statische Beanspruchung

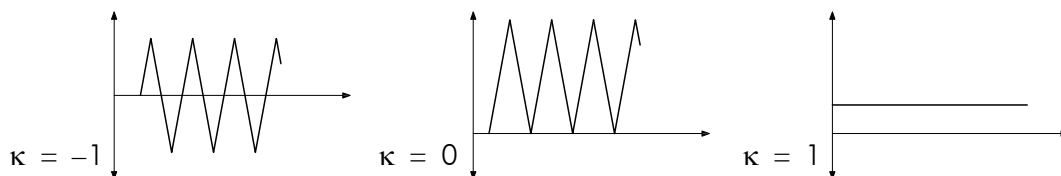


Abb. 3.4 graphische Grenzbeachtung von κ

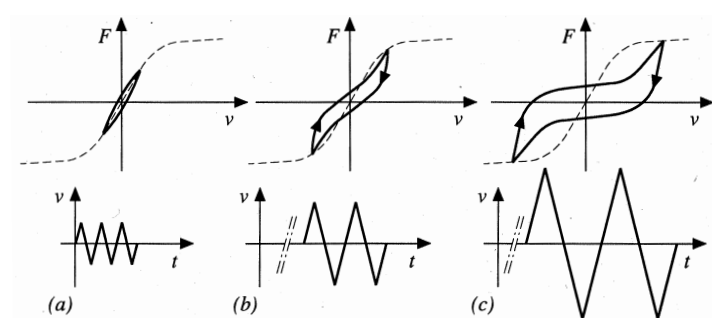
Werden die hier kurz angesprochenen Begriffe aus dem Stahlbau auf die zyklischen Verbindungsmittelprüfungen im Holzbau umgelegt kann, folgendes festgehalten werden:

- Die Mittelspannung bleibt konstant bei Null.
- Die Werte der Ober- bzw. Unterspannung entsprechen dem positiven bzw. negativen Wert der Spannungsamplitude.
- Die Spannungsamplitude steigt in definierten Abständen (abhängig von der zu beachtenden Prüfnorm).
- Für das Spannungsverhältnis gilt in der Regel $\kappa = -1$ (→ Wechselbeanspruchung). Ausgenommen sind hierbei Prüfungen mit Verbindungen, welche nur in eine Richtung (positiv oder negativ) beansprucht werden können (z.B. Zuganker). Bei diesen Prüfungen gilt $\kappa = 0$ (→ Ursprungsbeanspruchung).

Weitere Vergleiche mit dem Stahlbau sind an dieser Stelle nicht vorgesehen. Für nähere Ausführungen zu Ermüdungsversuchen im Stahlbau wird auf [44] verwiesen.

3. 1. 2 Verhalten von Verbindungen unter zyklischer Beanspruchung [16]

Betrachtet man eine zyklisch beanspruchte Verbindung, können folgende Beobachtungen – in Abhängigkeit von der Amplitude der Beanspruchung – bei einer Prüfung angetroffen werden (siehe Abb. 3.5).



Anmerkung:

Die strichliert dargestellte Linie stellen den Verlauf eines monotonen Versuchs dar

Abb. 3.5 Last-Verschiebungs-Hysteresen bei unterschiedlichen Laststufen [16]

Solange sich die einwirkende Beanspruchung im elastischen Bereich befindet, kann sich keine Last-Verschiebungs-Hysterese bilden. Damit verhält sich die Verbindung – mehr oder weniger – ideal elastisch (siehe Abb. 3.5 (a)).

Sobald der elastische Bereich verlassen wird (siehe Abb. 3.5 (b) und Abb. 3.5 (c)), bildet sich eine Last-Verschiebungs-Hysterese aus. Anhand der von ihr eingeschlossenen Fläche kann auf die von dieser Verbindung dissipierten Energie geschlossen werden (Energiedissipation \sim Energieumwandlung – näheres in Abschnitt 2. 6 des folgenden Kapitels 6).

Betrachtet man die in Abb. 3.5 gezeigten Hysteresen, lässt sich besonders in der Teilabbildung (c) der im Gegensatz zu den Enden stark abgeflachte mittlere Bereich der Hystereseschleife erkennen (zweiter und vierter Quadrant). Dieser Effekt lässt sich, dadurch erklären, dass die in der Lochleibung auftretenden Eindrückungen nicht reversibel sind und somit das verwendete Verbindungsmittel (Nagel, Dübel,...) für eine bestimmte Zeitdauer des Zyklus alleine die Lastübertragung – baustatisch betrachtet als Kragarm – übernimmt.

Beschreibung des Hystereseverlaufs

In Abb. 3.6 sind die einzelnen Teilbereiche von zwei aufeinanderfolgenden (linearisierten) Hystereseschleifen einer einschnittigen Holz-Holz-Verbindung mit einem stiftförmigen Verbindungsmittel und unterschiedlichen Verformungsamplituden – zyklische Versuche werden in der Regel weggesteuert durchgeführt – graphisch dargestellt. Im Anschluss folgt eine ausführliche Beschreibung der einzelnen Teilbereiche.

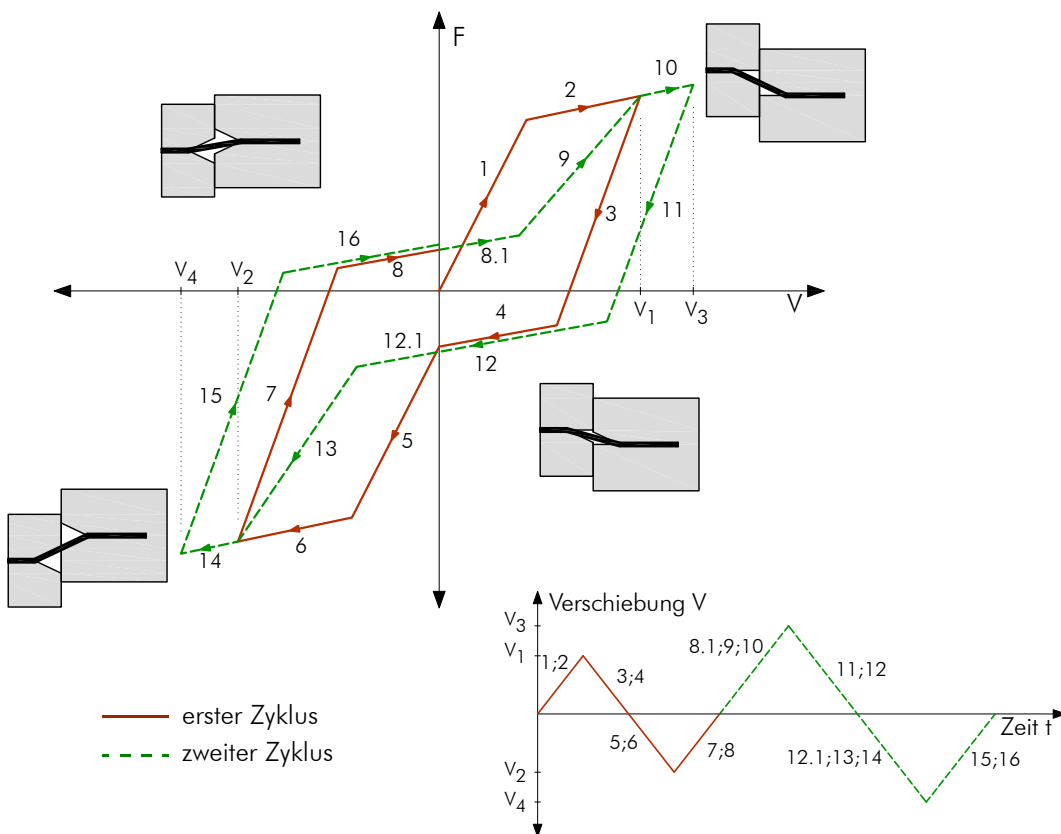


Abb. 3.6 Hystereseverlauf nach [24] (überarbeitet) mit zugehörigem Prüfverlauf

Abschnitt (1)

Der erste ansteigende Ast befindet sich im elastischen Bereich. Sowohl das Holz (in der Lochleibung) als auch das Verbindungsmittel zeigen keine plastischen Verformungen.

Abschnitt (2)

Die Lochleibung und das Verbindungsmittel zeigen erste plastische Verformungen. Die Steifigkeit der Verbindung nimmt ab und der Verlauf im Kraft-Weg-Diagramm wird somit flacher.

Dieser Abschnitt endet mit dem Erreichen der vorgegebenen Verformungsgrenze V_1 .

Abschnitt (3)

Die aufgezwungene Verformung verläuft nun in die Gegenrichtung und die jeweils zugehörige Last nimmt ebenfalls ab. Im gesamten Bereich von Abschnitt (3) besteht zwischen Verbindungsmittel und Lochleibung ein direkter Kontakt.

Abschnitt (4)

Durch die plastische Verformung der Lochleibung im Abschnitt (2) verliert das Verbindungsmittel in diesem Bereich den Kontakt zu derselben. Die gesamte Last wird über Fließgelenke (sofern vorhanden) und/oder Reibung übertragen. Damit geht die „Einspannwirkung“ welche die Lochleibung bis zu einem gewissen Grad hervorruft verloren und die Steifigkeit der Verbindung verringert sich merklich.

Abschnitt (5)

Die dem Prüfkörper aufgezwungene Verformung wird zu Null. Ab hier liegt das Verbindungsmittel wieder an der Lochleibung des Holzes an. Es bildet sich erneut ein elastischer Bereich aus – diesmal im negativen Lastbereich.

Abschnitt (6)

Die Lochleibung des Verbindungsmittels erreicht erneut den plastischen Bereich – der Ast flacht ab. Der Verlauf endet bei der vorgegebenen Verformung V_2 .

Abschnitt (7) und (8)

Siehe Abschnitt (3) und (4)

Abschnitt (8.1)

Weiterführung von Abschnitt (8). Anders als beim Übergang von (4) zu (5) ändert sich hier die Steifigkeit der Verbindung (noch) nicht, obwohl die y -Achse ($V=0$) überschritten wird. Begründet wird dies durch die bereits vorhandene bleibende (plastische) Verformung durch den vorangegangenen Zyklus.

Abschnitt (9)

Das Verbindungsmittel und die Lochleibung stehen wieder in direktem Kontakt. Somit nimmt auch die Steifigkeit erneut zu. Allerdings ist diese im Vergleich zu (1), bedingt durch die vorhandene plastische Verformung verbunden mit einer „Vorschädigung“ geringer.

Abschnitt (10)

Es zeigen sich wieder plastische Verformungen gepaart mit einer kleineren Steifigkeit. Der Verlauf endet bei der Verformungsgrenze V_3 .

Abschnitte (11) bis (16)

Da sich für diese Abschnitte die oben beschriebenen Vorgänge wiederholen, wird auf die neuerliche Beschreibung derselben an dieser Stelle verzichtet.

Die hier beschriebenen Abschnitte (8.1 bis 16) werden im Verlauf einer Prüfung solange wiederholt, bis die definierte Versagensgrenze (Bruch oder Verformungsgrenze) erreicht werden.

In Abb. 3.7 ist die oben beschriebene Lochleibungsverformung noch einmal explizit am Beispiel eines Nagels dargestellt. Im rechten Teil der Abbildung ist auch das auftretende Herausziehen eines Nagels unter zyklischer Belastung dargestellt.

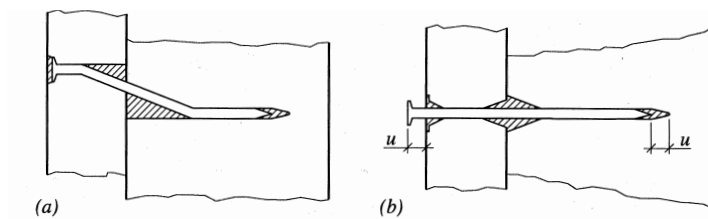


Abb. 3.7 durch zyklische Beanspruchung und plastische Verformung verursachte Hohlräume im Holz bzw. im Holzwerkstoff einer Nagelverbindung [16]

Modellierung des Hystereseverlaufs [24],[35]

Um die Daten aus einem zyklischen Versuch nutzen zu können, beispielsweise zur Abschätzung der Ergebnisse weiterer Versuche oder um die Erdbebentauglichkeit einer Konstruktion beurteilen zu können, muss ein Rechenmodell aufgestellt werden. Auch um bei Zeitverlaufsberechnungen eine bestmögliche Beschreibung des zu erwartenden Verhaltens über das Verhalten eines Bauwerks zu ermitteln, muss das Verhalten von Verbindungen unter zyklischer Beanspruchung mit einem möglichst genauen und den Randbedingungen angepassten Hysteresemodell in der Berechnung berücksichtigt werden.

Die (notwendige) Komplexität eines Modells hängt im Wesentlichen vom Verlauf der Hysterese ab.

Bei einem linear elastisch-plastischen Verhalten ohne Steifigkeitsminderungen und „Schlupf“ (Abb. 3.8 (a)), wird ein einfaches Modell in der Regel ausreichend genaue Beschreibungen ermöglichen. Derartige Modelle finden teilweise im Stahlbau Verwendung.

Der in Abb. 3.8 (b) gezeigte Verlauf beschreibt eine Hysterese, bei welcher bereits eine Steifigkeitsminderung auftritt, jedoch kein Schlupf zu berücksichtigen ist (beispielsweise für Konstruktionen im Betonbau einsetzbar).

In Abb. 3.8 (c) wird der typische Hystereseverlauf einer (nicht geklebten) Holzverbindung

gezeigt. Diese „Schmetterlingsform“ resultiert aus der Steifigkeitsminderung und dem auftretenden „Schlupf“ des Verbindungsmittels bzw. der Verbindung. Eine solche Form kann allerdings auch bei häufig auf Schub beanspruchten bewehrten Betonwänden auftreten. [35]

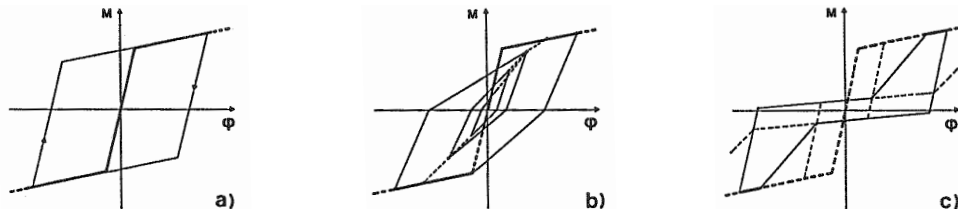


Abb. 3.8 Hystereseformen: (a) ohne Steifigkeitsminderung und Schlupf; (b) mit Steifigkeitsminderung, ohne Schlupf; (c) mit Steifigkeitsminderung und Schlupf [35]

Zur Beschreibung der unterschiedlichen Hystereseformen wurden im Laufe der Zeit mehrere mögliche Modelle entwickelt. Beispiele für die Erfassung der letztgenannten „Schmetterlings Form“, auf welche sich auch die folgenden Ausführungen beziehen, sind in Abb. 3.9 angegeben.

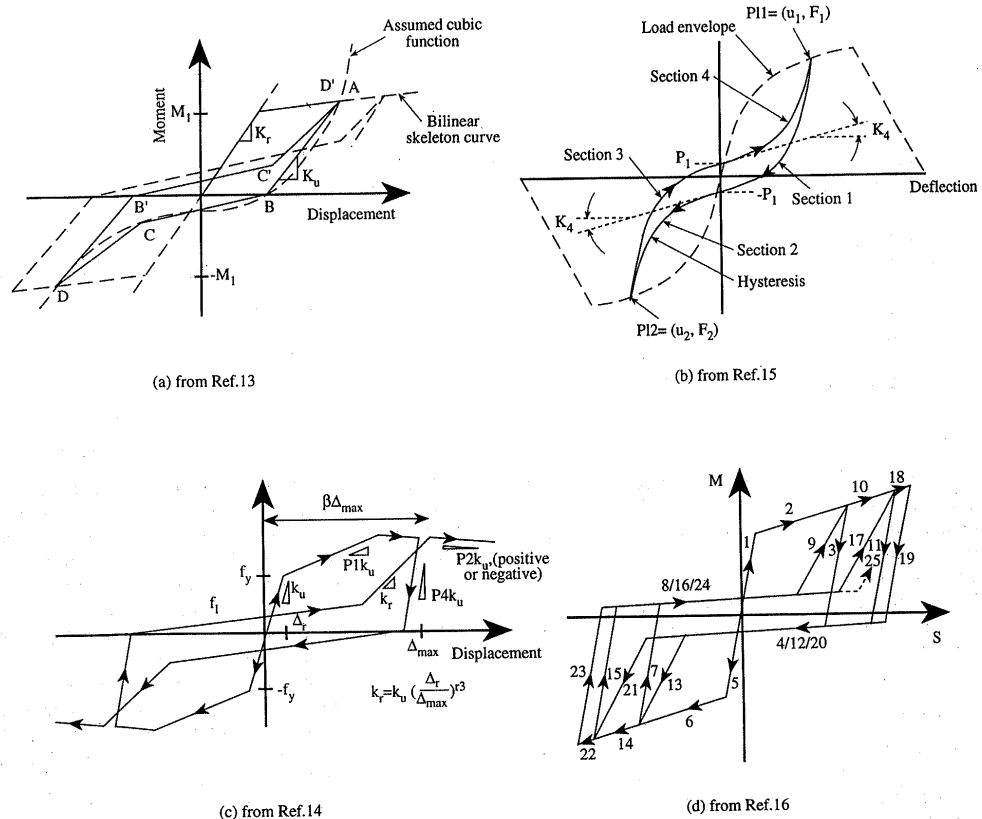


Abb. 3.9 Zusammenstellung unterschiedlicher Hysterese Modelle für Tragwerke aus Holz nach [24] (a): Hysterese für genagelte Momentenstöße (Kivell [36]); (b) (Dolan [21]) und (c) (Stewart [20]): Holz-Riegel-Wände mit genagelten Beplankungen (d): Hysterese Modell für einen Momentenstoß mit „drift pins“ (dt.: Schlagdübel) in Brettsperrholz (Ceccotti und Vignoli [37])

Im Folgenden wird das 1989 von Ceccotti und Vignoli vorgestellte Modell [35] und dessen Parameter näher beschrieben. Dieses Rechenmodell ist der „Vorgänger“ des in Abb. 3.9 dargestellten „Florence-model“ und bezieht sich auf nachgiebige Verbindungen bzw. Verbindungsmittel (engl.: semi-rigid joints).

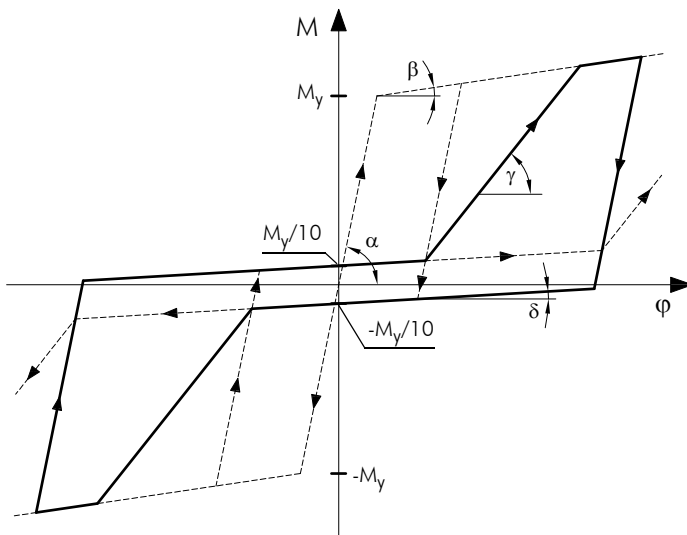


Abb. 3.10 einfaches Hysterese Modell nach [35] (überarbeitet)

Das dargestellte Modell wird durch folgende Parameter beschrieben:

- den Winkel $\alpha = \arctan(k \cdot \varphi_0)$, wobei $k \cdot \varphi_0$ die Anfangssteifigkeit darstellt; die gleiche Steifigkeit wird für den „Entlastungsast“ herangezogen;
- den Winkel $\beta = \arctan(k \cdot \varphi_1)$, wobei $k \cdot \varphi_1$ das nichtlineare Verhalten (die Steifigkeit im plastischer Bereich) wiedergibt;
- den Winkel $\gamma = \arctan(k \cdot \varphi_2)$, dieser definiert die verminderte Steifigkeit bei wiederholter Belastung, wobei $k \cdot \varphi_2 = k \cdot \varphi_0/2$ angenommen wird;
- den Winkel $\delta = \arctan(k \cdot \varphi_1/10)$, dieser beschreibt die Steifigkeit während der „Schlupfphase“, in welcher das Verbindungsmittel alleine die Lastübertragung übernimmt;
- das Moment M_y (Fließmoment der Verbindung) und
- das Moment $M_y/10$ (Schnittpunkt der „Schlupflinie“ mit der Momenten- (y -) Achse).

Im Folgenden wird das Rechenmodell anhand von acht Teilschritten zusammengefasst. Dabei beziehen sich die Ausführungen immer auf den momentanen – auf der jeweils beschriebenen Skizze ersichtlichen – Standort des rot markierten Punktes. Die rot eingezeichneten Linien beschreiben den bis dato „tatsächlich“ zurückgelegten Weg des Elements und die schwarz durchgezogenen Linien zeigen die, im gerade beschriebenen Schritt, möglichen Wege.

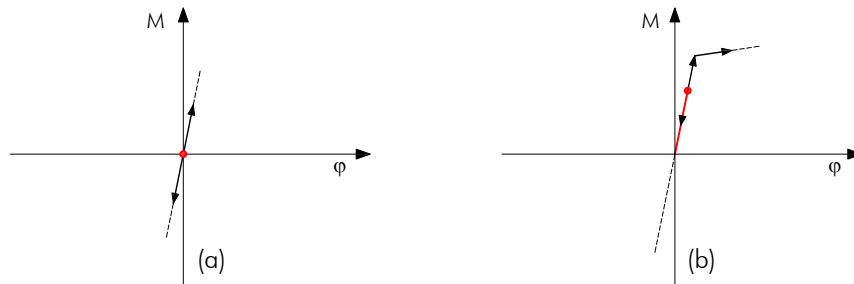


Abb. 3.11 Modellbeschreibung Schritt 1 und 2 [35] (überarbeitet)

Zu (a): Sowohl bei positiver ($\Delta\varphi > 0$) als auch bei negativer ($\Delta\varphi < 0$) Änderung der Verdrehung folgt das Element der „elastischen Linie“ (Anfangssteifigkeit).

Zu (b): Bei $\Delta\varphi < 0$ folgt das Element der „elastischen Linie“. Bei $\Delta\varphi > 0$ folgt es ebenfalls dieser Linie, allerdings nur bis zum Erreichen des Fließmomentes. Anschließend wechselt es direkt in den nicht-linearen Bereich.

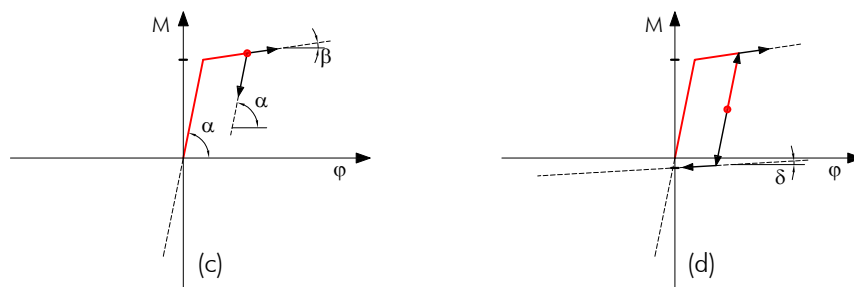


Abb. 3.12 Modellbeschreibung Schritt 3 und 4 [35] (überarbeitet)

Zu (c): Für den Fall, dass $\Delta\varphi < 0$ folgt die Entlastung einer zur Anfangssteifigkeit parallelen Linie. Bei $\Delta\varphi > 0$ folgt das Element weiter dem nichtlinearen Ast mit der Steigung bzw. Steifigkeit $\tan(\beta)$.

Zu (d): Gilt $\Delta\varphi < 0$ folgt das Element weiterhin dem Entlastungsast, bis der „Schlupfbereich“ beginnt. Anschließend folgt es einer Linie mit dem Winkel δ . Wenn $\Delta\varphi > 0$, d.h. wenn eine Wiederbelastung auftritt, folgt das Element einer parallelen Linie zur Anfangssteifigkeit (gleicher Ast wie bei Entlastung) bis es wieder in den nicht-linearen Bereich mit der Steigung β übergeht.

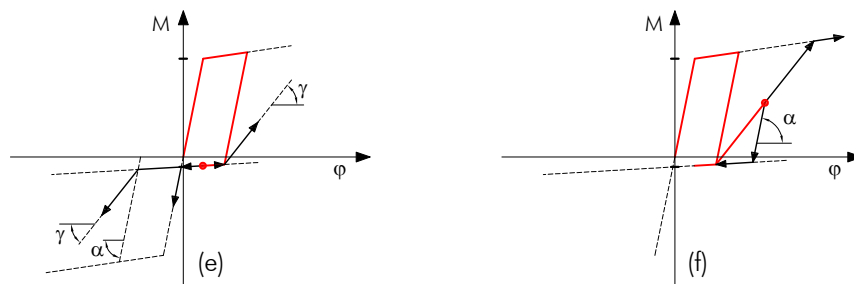


Abb. 3.13 Modellbeschreibung Schritt 5 und 6 [35] (überarbeitet)

Zu (e): „Schlupfphase“; für $\Delta\varphi < 0$ müssen zwei Fälle unterschieden werden:

- 1) die Verbindung war noch nicht im Bereich von $M < 0$,
- 2) die Verbindung hatte schon eine negative Momentenbelastung und bildete dabei einen nicht-linearen Anteil aus (in diesem Modell ist dies wesentlich!).

Im Fall 1) endet der Schlupfbereich sobald das Element die elastische Linie der Anfangssteifigkeit (im negativen Bereich) erreicht. Anschließend folgt es diesem bis zum Erreichen des nichtlinearen Bereichs bzw. des negativen Fließmoments.

Im Fall 2) folgt das Element der Linie mit dem Winkel δ bis diese den letzten „Entlastungsast“ der vorangegangenen Belastungen schneidet. Danach folgt es einer Linie mit der Neigung γ .

Bei $\Delta\varphi > 0$ folgt das Element der „Schlupflinie“ bis es die letzte „Entlastungslinie“ schneidet. Ab diesem Schnittpunkt ändert sich der Winkel entsprechend der Steifigkeit $\tan(\gamma)$.

Zu (f): Bei $\Delta\varphi < 0$ folgt das Element einer zur Anfangssteifigkeit parallelen Linie bis es die „Schlupflinie“ schneidet und in diese übergeht. Bei $\Delta\varphi > 0$ folgt es der Linie mit der Neigung γ bis es wieder in den nicht-linearen Bereich mit der Neigung β kommt.

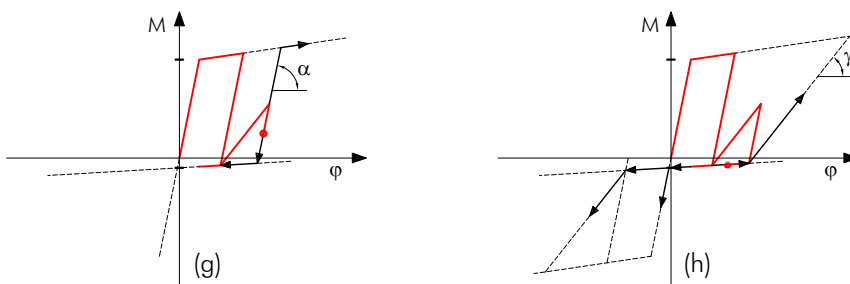
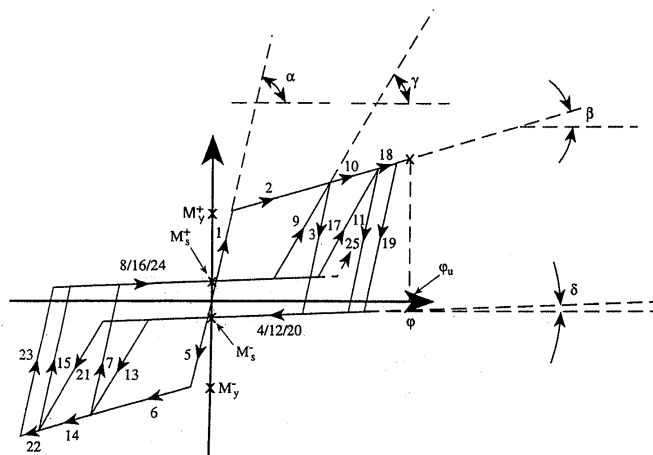


Abb. 3.14 Modellbeschreibung Schritt 7 und 8 [35] (überarbeitet)

Zu (g): Hier befindet sich das Element auf einem Entlastungsast, wobei wichtig ist, dass es zuvor mit der Neigung γ den nichtlinearen Bereich nicht erreicht hat. Gilt nun $\Delta\varphi < 0$ folgt der Punkt dem Entlastungsast bis zum Erreichen der „Schlupflinie“ und folgt dieser anschließend. Bei $\Delta\varphi > 0$ nimmt das Moment mit derselben Neigung (α) bis zum Erreichen des nichtlinearen Bereichs mit der Neigung (β) zu.

Zu (h): Auftreten einer neuerlichen Schlupfphase. Es gelten die gleichen Ausführungen wie unter (e).

Wie Abb. 3.15 zeigt, sind die Unterschiede des vorgestellten Modells zum „Florencemodell“ nur unwesentlich. Der einzige offensichtliche Änderung besteht darin, dass der Ast mit der verminderten Steifigkeit $\tan(\gamma)$ nicht beim Schnittpunkt der Schlupflinie mit dem Entlastungsast beginnt, sondern beim Schnittpunkt vom Entlastungsast mit dem nichtlinearen Ast mit der Steifigkeit $\tan(\beta)$ endet. Weiters wurden gegenüber dem genannten Modell einige Bezeichnungen verändert (vergl. Abb. 3.15).



- $\tan(\alpha)$ Rotationssteifigkeit
- $\tan(\beta)$ Steifigkeit im plastischen Bereich
- $\tan(\alpha)/\tan(\beta)$.. Steifigkeitsverhältnis von Rotationssteifigkeit zur plastischen Steifigkeit
- M_y^+ positives Fließmoment der ganzen Verbindung (Stabdübel und Holz)
- M_y^- negatives Fließmoment der ganzen Verbindung (Stabdübel und Holz)
- $\tan(\delta)$ „Fließsteifigkeit“ des Verbindungsmittels (nur Dübel)
- M_s^+ positives Fließmoment des Verbindungsmittels (nur Stabdübel)
- M_s^- negatives Fließmoment des Verbindungsmittels (nur Stabdübel)
- $\tan(\gamma)$ verminderte Steifigkeit (durch „Vorschädigung“)
- ϕ_y Bruchverformung (-verdrehung)

Abb. 3.15 Hysteresebeschreibung nach dem „Florence-Model“ [24]

Anmerkung:

Der viskose Dämpfungskoeffizient für die innere Energiedissipation von Holz und die Reibung zwischen dem Verbindungsmittel und dem umgebenden Holz wird als Eingangsparameter nicht berücksichtigt. Die Energiedissipation wird vom mathematischen Modell mitberücksichtigt.

Ein weiteres Modell, welches hier erwähnt werden soll, wurde von Branco J. et. al. [38] 2006 vorgestellt. Dieses Hysterese-Modell behandelt allerdings nicht die ingenieurmäßigen, sondern die zimmermannsmäßigen Verbindungen. Im speziellen wurde dieses Modell an Versuche mit Stirnversätzen (engl.: birdsmouth joints) angepasst. Da sich die vorliegende Arbeit wie bereits erwähnt allerdings ausschließlich mit ingenieurmäßigen Verbindungen auseinandersetzt, wird auf eine genauere Darstellung dieses Modells an dieser Stelle verzichtet und auf [38] verwiesen.

Ein von Ying, H. et.al. in [40] vorgestelltes Finite-Elemente Modell für genagelte Holzverbindungen beruht hingegen nicht auf einem Hysterese-Modell, sondern setzt sich aus insgesamt drei Modellen zusammen.

Das Erste beschreibt das Verhalten eines Nagels, das Zweite berücksichtigt das Verhalten des Holzes und das dritte Modell bezieht sich auf die vorhandene Reibung. Für nähere Ausführungen zu diesem Modell wird auf [40] verwiesen.

Das durchaus nicht ein Modell zur Beschreibung aller Verbindungen im Holzbau ausreicht, soll im Folgenden kurz dargestellt werden.

Form der Last-Verschiebungs-Hysterese einer Holzverbindung

Die Form der Last-Verschiebungs-Hysterese ist von der Art bzw. den berücksichtigten Parametern der geprüften Verbindung abhängig. Abb. 3.16 zeigt vier unterschiedliche Verbindungen mit ihren zugehörigen Hystereseschleifen.

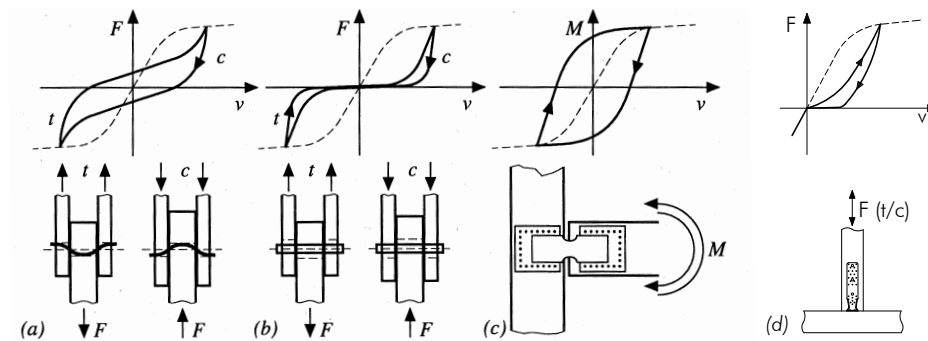


Abb. 3.16 unterschiedliches Energiedissipationsverhalten verschiedener Verbindungen [16] (überarbeitet); verwendete Abkürzungen: t...Zugbeanspruchung | c... Druckbeanspruchung

Abb. 3.16 (a) zeigt eine Stabdübelverbindung, die infolge der Kombination der Lochleibungsverformung im Holz und der Fließgelenkbildung im Stabdübel über eine gute Energiedissipation verfügt.

In Abb. 3.16 (b) ist eine weitaus geringere, von der Last-Verschiebungs-Hysterese eingeschlossene Fläche, und eine daraus folgende, ebenfalls geringe Energiedissipation erkennbar. Dieser Umstand ist auf den geringeren Schlankheitsgrad und die – daraus resultierende – fehlende Ausbildung von Fließgelenken zurückzuführen. Die Energiedissipation wird hier ausschließlich durch die plastische Verformung des Holzes (Lochleibungsverformung) erzielt.

Die Hysterese in Abb. 3.16 (c) zeigt ein nahezu ideal-plastisches Verhalten der Verbindung und dementsprechend auch die größte Dissipationsfähigkeit. Die Begründung für dieses Verhalten lässt sich wieder in der Art der Verbindung finden: Durch den sehr steifen Anschluss an das Holz und den relativ kleinen Stahlquerschnitt im Mittelbereich der Verbindung findet die „Verformung“ – mehr oder weniger – ausschließlich im Stahlblech statt und dieses weist, bei entsprechender Ausbildung, ein sehr gutes plastisches Verformungsvermögen (annähernd ideal-plastisch) auf.

Einen speziellen Fall stellt die Abb. 3.16 (d) dar. Hier wird der asymmetrische Hystereseverlauf einer Zuganker-Verbindung gezeigt. Dieser ist durch die „gewohnte“ Last-Verschiebungs-Hysterese im positiven und den - mehr oder weniger - linearen Verlauf, welcher auf das Querdruckverhalten des Holzes zurückzuführen ist, im negativen Verformungsbereich charakterisiert.

Abschließend muss noch darauf hingewiesen werden, dass von einem Hystereseverlauf eines Verbindungsmittels nicht zwingend auf denselben einer, mit dem selben Verbindungsmittel hergestellten Verbindung geschlossen werden kann. Dementsprechend

kann auch kein direkter Rückschluss zum Verhalten eines Bauteils bzw. eines ganzen Gebäudes gezogen werden.

Diese Zusammenhänge können schlussendlich nur mit den oben beschriebenen Berechnungsmodellen, mit Hilfe von Zeitverlaufsberechnungen abgeschätzt werden. Ob die hierfür notwendigen Annahmen (Reibung, Größeneffekt,...) zutreffend sind kann vorerst, d.h. bis die notwendigen Daten für zuverlässige Aussagen vorhanden sind, nur mittels Großversuchen auf einem „Shaking-table“ geklärt werden.

3. 1. 3 Hüllkurve

Betrachtet man die Hüllkurve der Zyklen – bei „Dreierzyklen“ (siehe Kapitel 6) wird jeweils der erste Zyklus zu Bestimmung der Hüllkurve herangezogen – gibt diese die Arbeitslinie des monotonen Versuchs relativ genau wieder. Unterschiede von mehr als 10 % sind nur bei größeren Veränderungen innerhalb der Verbindung zu erwarten (Herausziehen eines Nagels oder Sprödbbruch eines Verbindungsmittels durch Ermüdung).

3. 1. 4 Tragfähigkeitsverlust

Ein wichtiger Begriff bei der Betrachtung des zyklischen Verhaltens von Verbindungsmitteln bzw. Verbindungen ist die Festigkeitsminderung bzw. der Tragfähigkeitsverlust. Da im Zuge einer quasi-statischen zyklischen Prüfung eines Verbindungsmittels ab einer bestimmten Lastamplitude nicht nur ein, sondern drei Zyklen (siehe Kapitel 6) durchgeführt werden, liefert – wie oben erwähnt – nur die Einhüllende der jeweils ersten Zyklen einer „Dreiergruppe“ den Verlauf des monotonen Versuchs. Die Abnahme der aufnehmbaren Last zwischen dem ersten und dem letzten Zyklus eines „Dreierzyklus“ bei gleicher Verformung wird als Tragfähigkeitsverlust (engl.: impairment of the strength) bezeichnet (siehe Abb. 3.17). Nach [39] zeigt sich, dass der Tragfähigkeitsverlust zwischen dem ersten und zweiten Zyklus am größten ist und sich die Tragfähigkeit bei den nachfolgenden Zyklen (in [39] wurden zum Teil mehr als drei Zyklen mit derselben Verformungsamplitude durchlaufen) im Allgemeinen nur mehr wenig ändert. Als Größenordnung wird – bei einer Verformungsamplitude von 5 mm – ein mittlerer Tragfähigkeitsverlust, des zweiten und dritten Zyklus in Relation zum ersten Zyklus, von rund 20 % angegeben.

Anmerkung:

Der Tragfähigkeitsverlust kann nur bei weggesteuert durchgeführten Versuchen erfasst werden, wobei dies auf den Großteil der derzeit vorliegenden Prüfvorschriften für zyklische Versuche zutrifft (siehe Kapitel 6).

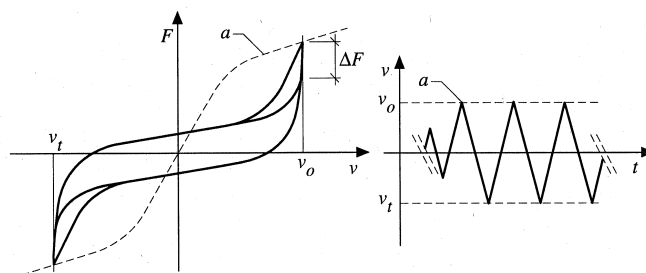


Abb. 3.17 Tragfähigkeitsverlust ΔF zwischen der ersten (a) und der dritten Belastung bei der selben Verschiebung. [16]

3. 1. 5 Dämpfungsverhalten

Solange sich die Verbindung im elastischen Bereich befindet erfolgt keine bzw. nur eine geringe Dämpfung, welche auf die viskose Dämpfung des Baustoffes Holz zurückzuführen ist (diese liegt bei ca. 1%). Sobald allerdings die ersten plastischen Verformungen auftreten wird Energie dissipiert und über das Verhältnis von dissipierter Energie zur potentiellen Energie kann ein äquivalentes hysteretisches Dämpfungsmaß (v_{eq}) ermittelt werden (siehe Abschnitt 2. 2. 4 und Abschnitt 2. 6 in Kapitel 6). Bei gut konstruierten Verbindungen können durchaus Dämpfungen von $v_{eq} = 8 - 10 \%$ erreicht werden.

Anmerkung:

Aufgrund von Reibungs- und Querdruckeinflüssen, besonders bei vielen nichttragenden Bauteilen, wird im Holzbau oft auch im elastischen Bereich von einer Dämpfung von 5 % ausgegangen (vergleiche Kapitel 2 Abschnitt 2. 3. 2 „globale Dämpfung“).

Prüfverfahren zur Beurteilung des dynamischen Verhaltens von Verbindungsmitteln

Um die Vergleichbarkeit von Versuchen international gewährleisten zu können sind einheitliche oder zumindest vergleichbare Prüfverfahren notwendig. Im Zuge dieses Kapitels soll ein kurzer Überblick zum aktuellen Stand der Wissenschaft auf dem Gebiet der Erdbebenuntersuchungen von Verbindungen und Bauteilen aus Holz und Holzwerkstoffen wiedergegeben werden.

Weiters werden einige Begriffe, welche im Zusammenhang mit „Erdbebenversuchen“ immer wieder Verwendung finden, erörtert.

1 Einleitung

Für Ingenieure, die mit Erdbebenbeanspruchungen konfrontiert sind, besteht vor allem das Problem, dass im Bauwesen der Großteil der Bauelemente für eine statische Beanspruchung konzipiert ist. Natürlich kommen auch dynamische Einwirkungen, wie beispielsweise Maschinenschwingungen, welche nicht mit Erdbeben zusammenhängen vor, allerdings befinden sich diese in der Regel in keinem problematischen Frequenzbereich und besitzen vor allem keine großen Verformungsamplituden. Aus diesen Gründen sind diese für die Tragfähigkeit (nicht aber für die Gebrauchstauglichkeit!) selten relevant.

Die Erdbebenforschung im Bauingenieurwesen hat dementsprechend die Aufgabe für den planenden Ingenieur sowohl überschlagsmäßige „Handformeln“, als auch möglichst präzise Berechnungsmodelle zu entwickeln und zur Verfügung zu stellen.

Wie in den vorangegangenen Kapiteln bereits ausführlich erwähnt, besteht die Möglichkeit, die Berechnungen elastisch oder elastisch-plastisch durchzuführen. Für das letztere Rechenmodell werden allerdings erdbebenbezogene Kennwerte benötigt und um diese zu erlangen muss – zunächst – auf die Versuchstechnik zurückgegriffen werden.

Wichtige Parameter und Randbedingungen bei Versuchen, aus welchen Rückschlüsse auf das Verhalten der geprüften Elemente bei einer Erdbebenbeanspruchung geschlossen werden sollen und insbesondere für die (direkte) Vergleichbarkeit derselben sind unter anderem:

- die Art der Lastaufbringung
 - monoton oder
 - zyklisch
- die Art der Prüfung
 - quasi-statisch
 - dynamisch
 - pseudodynamisch
 - „Shaking-table“
- die Anzahl und Art der durchgeführten Zyklen
 - Gesamtanzahl
 - einfache Zyklen
 - Gruppen gleicher Zyklen
 - Amplitudenverteilung
- der Aufbau der Prüfkörper
 - bei Wänden: mit oder ohne Fassade
 - bei Gebäuden: mit oder ohne Innenwände bzw. nichttragende Elemente
- Position der Messpunkte

1. 1 Definitionen

1. 1. 1 Arten der Lastaufbringung

In der Versuchstechnik wird grundsätzlich unterschieden zwischen

- monotonen Versuchen und
- zyklischen Versuchen,

wobei der Unterschied in der gleichbleibenden bzw. wechselnden Belastungsrichtung besteht. Denn bei monotonen Versuchen wird die Last nur in eine Richtung – abgesehen von allfälligen Vorlasten und Zyklen zur Bestimmung von Steifigkeitswerten – aufgebracht, während bei zyklischen Versuchen der Prüfkörper abwechselnd mit positiver und negativer Last beansprucht wird.

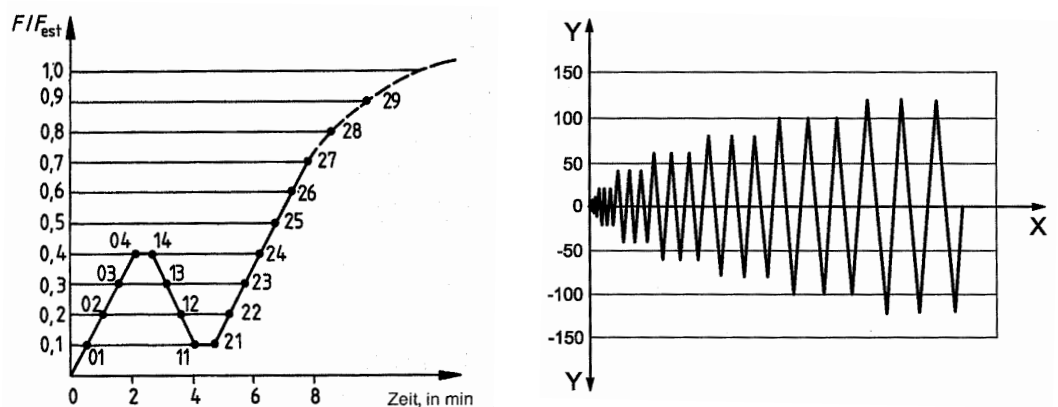


Abb. 1.1 links: Kraft-Zeit-Diagramm einer monotonen Prüfung nach [7] | rechts: Weg-Zeit-Diagramm einer zyklischen Prüfung nach [5]

1. 1. 2 Unterschiedliche Prüfungsarten

Quasi-statisch

Eine eindeutige Definition für den Begriff „quasi-statisch“ ist dem Verfasser nicht zugänglich. Ein brauchbarer Ansatz hierfür findet sich aber in [54]:

„Der Begriff 'quasi-statisch' beschreibt eine sehr langsame Änderung der Kraft bzw. der Verformung über die Zeit. Dies ist erfüllt, wenn sich die Frequenz der Kraft- bzw. Verformungsänderung weit unter der ersten Eigenfrequenz des betrachteten Systems befindet.“
(frei übersetzt)

Wird ein Versuch quasi-statisch durchgeführt, wird daher Wert darauf gelegt, dass keine dynamischen Effekte (z.B. verursacht durch Massenträgheitskräfte) auftreten und dementsprechend auch nicht bei der Interpretation der Versuchsdaten berücksichtigt werden müssen.

Dynamisch

Auch für den Begriff „dynamisch“ wurde im Zusammenhang mit der Versuchstechnik keine eindeutige Definition gefunden. Im Sinne der obigen Begriffsbildung kann aber festgelegt werden, dass alle Versuche, welche nicht als quasi-statisch einzuordnen sind als dynamisch betrachtet werden können

Die Prüfmethode „dynamisch“ kann weiter unterteilt werden in

- pseudodynamisch und in
- „Shaking-table-tests“.

Pseudodynamisch:

In [18] ist die Pseudodynamik wie folgt beschrieben: „Die Pseudodynamik erlaubt, mit einem statischen Experiment das Verhalten eines Tragwerks unter Erdbebeneinwirkung im Zeitverlauf realistisch zu simulieren. Dazu wird parallel zum statischen Experiment die Bewegungsgleichung eines numerischen Modells des untersuchten Systems im Zeitbereich durch einen Computer schrittweise integriert. Hierbei werden die Trägheitskräfte und die viskosen Dämpfungskräfte analytisch berechnet und die grundsätzlich nichtlinearen Rückstellkräfte für jeden Zeitschritt experimentell bestimmt.“

Shaking-table-tests:

Eine Prüfung auf einem „Shaking-table“, also einem Rütteltisch oder auch Erdbebensimulator, ist grundsätzlich dynamisch. Hierbei wird der Verlauf eines realen oder auch eines fiktiven Erdbebens simuliert. Im Gegensatz zu „normalen“ dynamischen Versuchen variiert sowohl die Verschiebungsamplitude als auch die Frequenz bei einem solchen Versuch besonders stark.

1. 2 Einfluss von Lastaufbringung und Prüfungsart bzw. Prüfgeschwindigkeit

In einem Forschungsprojekt ([30]) wurden folgende Prüfverfahren/-varianten an Wandelementen durchgeführt.

Prüfverfahren/-variante	Geschosse	Anzahl der Prüfkörper	Prüfgeschwindigkeit
monoton	1	1	langsam
monoton	1	2	„normal“
zyklisch	1	1	langsam
zyklisch	1	6	schnell
pseudodynamisch	1 oder 2	1	langsam
„Shaking-table“ (dynamisch)	1 oder 2	1	schnell (reale Geschwindigkeit)

Tab. 1.1 durchgeführte Versuche [30] (überarbeitet)

Dabei konnten folgende Auswirkungen bzgl. des Einflusses festgestellt werden (vergleiche Abb. 1.2):

- Je höher die Prüfgeschwindigkeit angesetzt wird, desto steifer verhält sich der Prüfkörper und desto höher liegen die maximal erreichten Lasten. Umgekehrt kann beobachtet werden, dass die erreichten Verformungen bei abnehmender Prüfgeschwindigkeit zunehmen.

- Bei zyklischen Versuchen tritt nach Erreichen der Maximallast ein schnellerer Lastabfall als bei monotonen Versuchen (mit vergleichbarer Prüfgeschwindigkeit) ein.
- Die Ergebnisse des schnellen zyklischen Versuchs kommen dem des „Shaking-table“ Versuchs am nächsten.
- Prüfungen mit hoher Prüfgeschwindigkeit resultieren in einer geringeren, feststellbaren Duktilität.

Zusammenfassend kann den oben angeführten Feststellungen entnommen werden, dass erdbebenbezogene Versuche mit einer möglichst hohen Prüfgeschwindigkeit und zyklisch durchgeführt werden sollten. Zu geringe Prüfgeschwindigkeiten können demnach eine Überbewertung der Duktilität des Prüfkörpers nach sich ziehen.

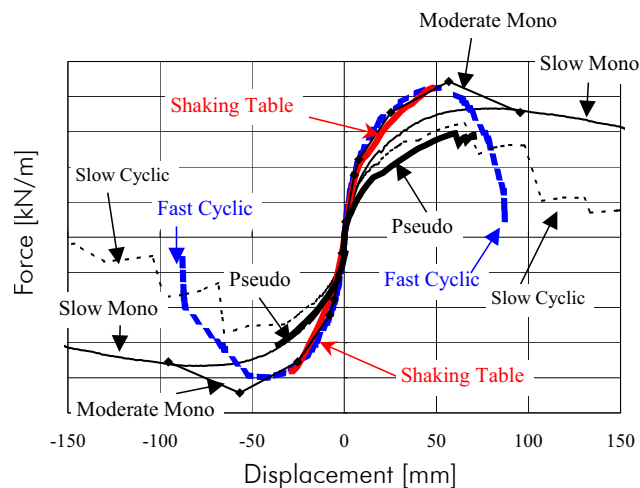


Abb. 1.2 Kraft-Weg-Diagramme von sechs unterschiedlichen Prüfverfahren/-varianten [30]

Im Folgenden werden unterschiedliche Prüfverfahren, welche derzeit in Verwendung sind, vorgestellt. Anschließend werden diese kurz vergleichend zusammengefasst.

2 ÖNORM EN 12512:2005 [4]

Die europäische Prüfnorm EN 12512:2005 [4] „Holzbauwerke – Prüfverfahren – Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln“ legt ein Prüfverfahren für die Bestimmung der Duktilität, Festigkeitsminderung und der Energiedissipationseigenschaften für Anschlüsse mit Verbindungsmitteln bei zyklischer Belastung fest. Sie beschreibt zwei unterschiedliche Verfahren:

- Allgemeines Verfahren (vollständiges Verfahren):
In diesem Fall ist die gesamte zyklische Last-Verschiebungs-Funktion erforderlich (siehe Abschnitt 2. 3).
- Besonderes Verfahren (abgekürztes Verfahren):
Dient zur Bestimmung der Hauptfunktion bei einem vorbestimmten Duktilitätsgrad (siehe Abschnitt 2. 4).

2. 1 Allgemeines

Grundsätzlich wird nach der EN 12512:2005 [4] die Duktilität, das äquivalente Dämpfungsverhältnis und die Festigkeitsminderung von Verbindungen in einem genormten quasi-statischen Belastungsverfahren bestimmt.

Die Klimatisierung der Prüfkörper erfolgt üblicherweise vorrangig im Normklima bei einer Temperatur von $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ und $(65 \pm 5)\%$ relativer Luftfeuchte.

Die konstante Vorschubgeschwindigkeit bei der Prüfung muss zwischen 0,02 mm/s und 0,2 mm/s liegen.

2. 2 Bestimmung der Kenngrößen

2. 2. 1 Bestimmung der Fließverformung

Die Fließverformung (V_y) entspricht der Verformung beim Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich. Sind Ergebnisse aus monotonen Versuchen vorhanden, beschreibt die EN 12512:2005 [4] zwei unterschiedliche Definitionen der Fließverformung (abhängig von der Last-Verschiebungs-Kurve:

Bei zwei ausgeprägt linearen Anteilen der Last-Verschiebungs-Kurve

Besteht die Last-Verschiebungs-Kurve aus zwei ausgeprägt linearen Anteilen, entspricht die Fließverformung dem Schnittpunkt zweier, an die L-V-Kurve bestmöglich angepassten Geraden (siehe Abb. 2.1).

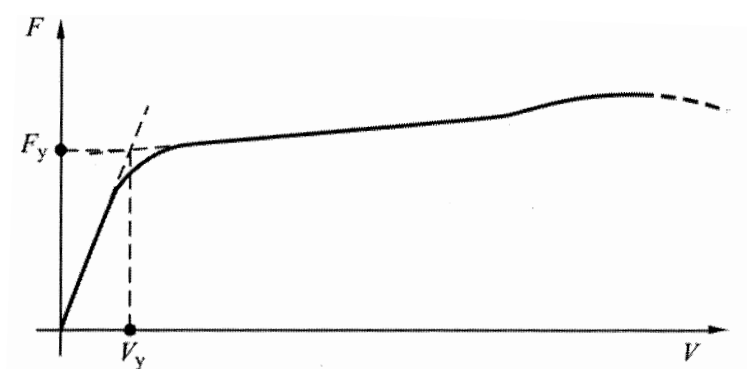


Abb. 2.1 Fließverformung bei zwei ausgeprägt linearen Anteilen der Last-Verschiebungs-Kurve [4]

Ohne zwei ausgeprägt lineare Anteile der Last-Verschiebungskurve

Sind die oben erwähnten beiden ausgeprägt linearen Anteile nicht vorhanden, müssen die Geraden, deren Schnittpunkt die Fließverformung definiert, wie folgt aus der Last-Verschiebungs-Kurve ermittelt werden.

Die erste Gerade wird als Sekante durch die beiden Punkte $0,1 \cdot F_{\max}$ und $0,4 \cdot F_{\max}$ beschrieben. Die zweite Gerade entspricht jener Tangente, welche eine Steigung von $1/6$ der ersten Geraden besitzt (siehe Abb. 2.2).

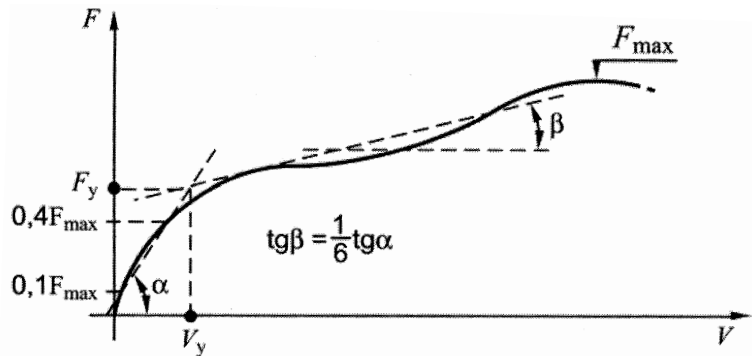


Abb. 2.2 Fließverformung ohne zwei ausgeprägt lineare Anteile der Last-Verschiebungs-Kurve [4]

2. 2. 2 Bestimmung der Bruchverformung

Für die Bestimmung der Bruchverformung werden drei Fälle unterschieden:

- Fall a: Verformung beim Versagen des Prüfkörpers
- Fall b: Wenn der Weg nach Erreichen von F_{\max} weiter zunimmt (also bei fallender Arbeitslinie nach F_{\max}) und Fall c nicht erreicht wird, wird die Bruchverformung als die Verformung bei $0,8 \cdot F_{\max}$ (nach F_{\max} !) angenommen.
- Fall c: Verformung von 30 [mm]

In Abb. 2.3 sind die oben beschriebenen Fälle bildlich dargestellt.

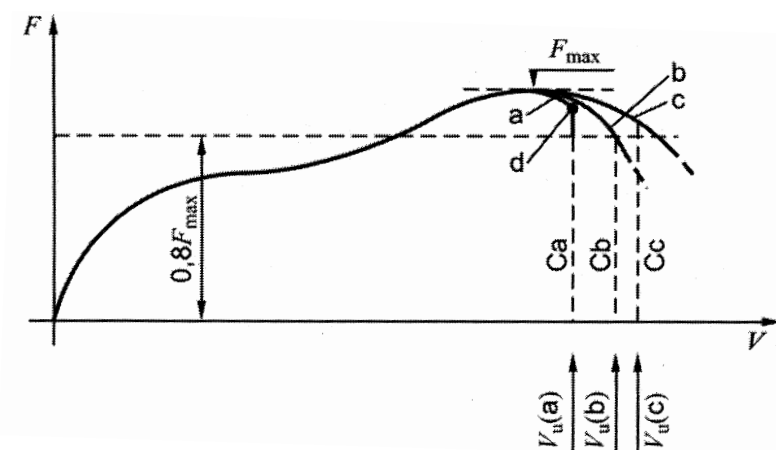


Abb. 2.3 Definitionen der Bruchverformung (Fall a-c) [4]

2. 2. 3 Bestimmung der Festigkeitsminderung

Bei näherer Betrachtung einer Gruppe von Zyklen gleicher Verformungsamplitude („Dreierzyklen“ siehe Abschnitt 2. 3) ist nach jedem Zyklus eine Abnahme der erforderlichen Last zum Erreichen der vorgegebenen Verformung erkennbar. Dieser Effekt wird als Festigkeitsminderung bezeichnet und als ΔF vom ersten bis zum dritten Zyklus gemessen. In Abb. 2.4 wird dies bildlich dargestellt (siehe auch Abb. 3.17 in Kapitel 5).

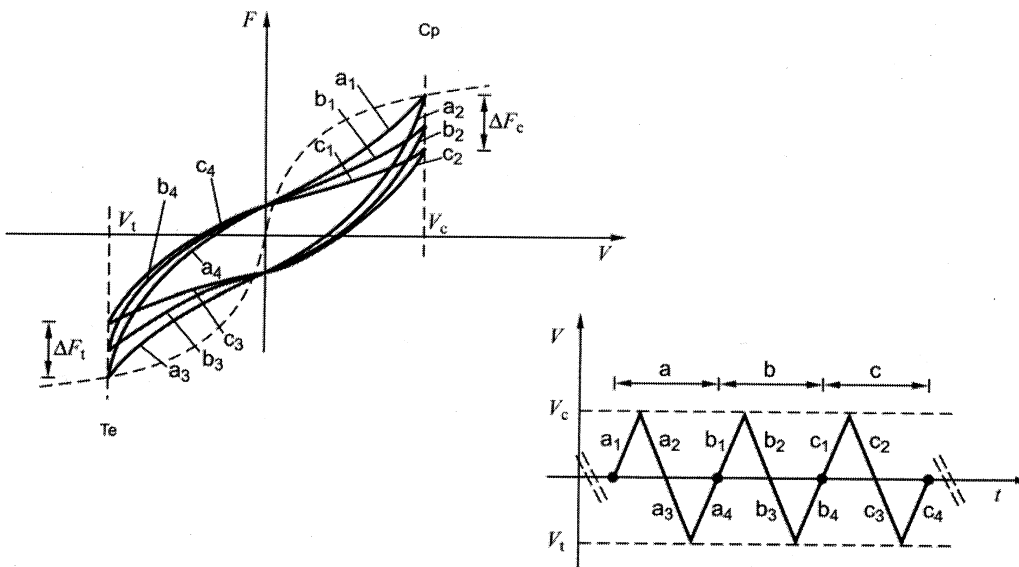


Abb. 2.4 Definition der Festigkeitsminderung [4]

2. 2. 4 Energiedissipation

Die Energiedissipation wird in der EN 12512:2005 [4] wie folgt definiert

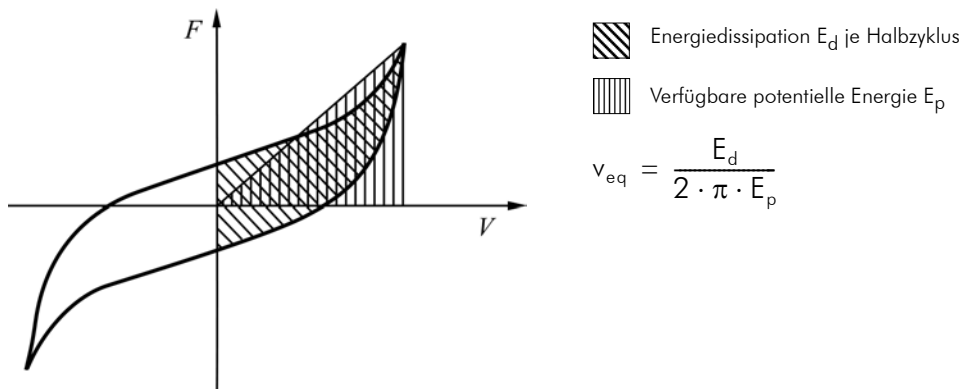


Abb. 2.5 Energiedissipation bzw. proportionales Dämpfungsverhältnis nach [4]

Eine Erklärung für die oben angeführte Formel der proportionalen – oder äquivalenten Dämpfung – findet sich nachfolgend unter Abschnitt 2. 6 dieses Kapitels.

2.3 Vollständiges Prüfverfahren

Abb. 2.6 zeigt das vollständige Belastungsverfahren welches in der EN 12512:2005 [4] beschrieben wird.

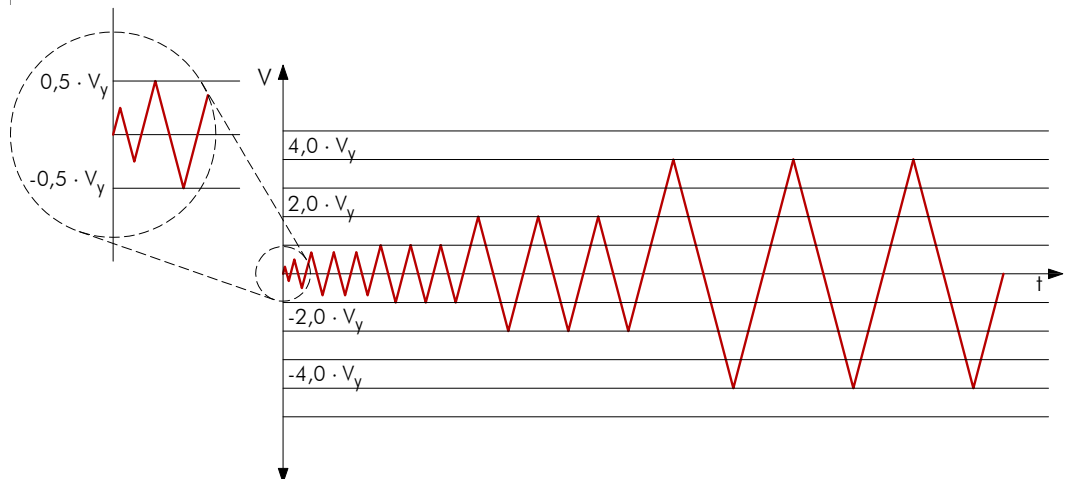


Abb. 2.6 Verfahren für die zyklische Prüfung (vollständiges Verfahren) nach EN 12512:2005 [4]

Wie aus der obigen Abbildung ersichtlich wird, ist die Belastung als Druck- und Zugbeanspruchung aufzubringen, wobei die Prüfung weggesteuert zu erfolgen hat. In Tab. 2.1 sind die Amplituden der einzelnen Belastungszyklen aufgelistet.

Schritt	Zyklen	Amplituden
1	1	$0,25 \cdot V_y$
2	1	$0,5 \cdot V_y$
3	3	$0,75 \cdot V_y$
4	3	$1,0 \cdot V_y$
5	3	$2,0 \cdot V_y$
6	3	Alle weiteren Zyklen mit $x \cdot V_y$ wobei $x = x_{n-1} + 2,0$

Tab. 2.1 tabellarische Darstellung des vollständigen Prüfverlaufs nach [4]

Der erste Zyklus beginnt mit 25 % der erwarteten Fließverschiebung $V_{y,est}$, welche durch Berechnung, Erfahrung oder bereits durchgeführte monotone Prüfungen (siehe oben) ermittelt werden kann. Bei den weiteren Zyklen wird die Belastung (der Weg) auf 50 %, 75%, 100 %, 200 %, 400 %, 600 %... bis zum Versagen oder bis zum Erreichen einer Verschiebung von 30 mm gesteigert. Die Beschreibung der Prüfvorschrift ist in [4] nachzulesen.

Für den Fall, dass $V_y < 0,5 \cdot V_{y,est}$ wird muss die Prüfung wiederholt werden.

Wie auch in anderen Prüfverfahren werden hier mehrere Zyklen gleicher Amplitude vorgesehen („Dreierzyklen“). Eine eindeutige Begründung warum dies so ist, ist dem Verfasser nicht zugänglich, allerdings lässt sich nach eingehender Überlegung – für diesen Verlauf – folgender Schluss ziehen:

Die mehrfach durchgeführten Zyklen werden zur Bestimmung der Festigkeitsminderung (ΔF) benötigt. Dies erklärt auch warum die ersten beiden Zyklen, welche eindeutig im elastischen Bereich sind, nicht mehrfach wiederholt werden, sondern nur einfach vorgesehen sind. Denn im elastischen Bereich kann (theoretisch) keine Festigkeitsminderung auftreten.

2. 4 Abgekürztes Verfahren

Zur Bestimmung der Haupteigenschaften ΔF (Festigkeitsminderung) und v_{eq} (äquivalentes Dämpfungsverhältnis) für lediglich einen, im Vorhinein bestimmten Duktilitätsgrad (z.B. $4,0 \cdot V_y$) kann zufolge der EN 12512:2005 [4] der betroffene „Dreierzyklus“ isoliert durchgeführt werden (ohne die vorausgehende stufenweise Steigerung der Duktilitätsgrade).

2. 5 Prüfergebnisse

Nach der EN 12512:2005 [4] sind zusätzlich zu den Last-Verschiebungs- und Verschiebungs-Zeit-Diagrammen noch folgende Größen aufzuzeichnen bzw. auszuwerten (beim vollständigen Verfahren):

- „die Festigkeitsminderung für jede Serie von drei Zyklen bei jedem geprüften Duktilitätsgrad sowohl unter Zug als auch unter Druck;“
- „das Dämpfungsverhältnis bei jedem geprüften Duktilitätsgrad, berechnet aus dem dritten Zyklus jeder Serie von drei Zyklen;“
- „sowohl unter Druck als auch unter Zug dem (Anmerkung des Verfassers: den) höchsten erreichten Duktilitätsgrad bezüglich der Last Verschiebungs-Hüllkurve des ersten Zyklus einer jeden Serie aus drei Zyklen für jeden geprüften Duktilitätsgrad. Ferner sind die Werte V_u und V_y mit den entsprechenden Werten F_u und F_y (sowie F_{max}) aufzuzeichnen.“

2. 6 Erläuterungen zur Energiedissipation [15]

Wird der Schwingungsvorgang auf der „Energieebene“ betrachtet kann die Dämpfung eines Systems als dessen Energiedissipation (Energie-Umwandlung) betrachtet werden. Im Folgenden soll die Formel zur Bestimmung der äquivalenten Dämpfung (siehe Abschnitt 2. 2. 4) hergeleitet werden.

Es ist allgemein bekannt, dass das Produkt Kraft mal Weg mechanisch der geleisteten Arbeit (sprich Energie) entspricht ($W = \int F(x)dx$).

Wird dies auf die Dämpfung bzw. die Dämpfungskraft $f_D = c \cdot \dot{u}$ aus der Schwingungsgleichung umgelegt und betrachtet man einen Bereich von einer Periode ($2\pi/\omega$), erhält man die Funktion

$$E_D = \int_0^{2\pi/\omega} f_D du = \int_0^{2\pi/\omega} ((c \cdot \dot{u}) \cdot \dot{u}) dt = \int_0^{2\pi/\omega} (c \cdot \dot{u}^2) dt \quad [6.1]$$

mit

$$f_D = c \cdot \dot{u} \quad \text{und} \quad \frac{du}{dt} = \dot{u} \rightarrow du = \dot{u} \cdot dt$$

hierbei bedeutet

- E_D dissipierte Energie
- f_D Dämpfungsfunktion
- c Dämpfungskonstante
- u Weg bzw. Verformung
- t Zeit

Betrachtet man nun einen Einmassenschwinger mit einer harmonischen Anregung von $p(t) = p_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ kann die Verformung mit $u(t) = u_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ dargestellt werden. Daraus resultiert für E_D folgender Ausdruck

$$E_D = \pi \cdot c \cdot \omega \cdot u_0^2 = 2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot \frac{\omega}{\omega_0} \cdot k \cdot u_0^2, \quad [6.2]$$

wobei hier u_0 für die maximale Verformungsamplitude steht.

Unter der Annahme, dass $\omega = \omega_0$ errechnet sich ξ aus der Gl. [6.2] zu

$$\xi = \frac{E_D}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot u_0^2} \quad [6.3]$$

Die Dämpfungsfunktion f_D selbst, beschreibt eine Ellipse (siehe Abb. 2.7 (links)). Nun kann in einem Versuch aber nicht nur die Dämpfung für sich gemessen werden, sondern betrachtet man den Hystereseverlauf einer Prüfung, beinhaltet dieser immer auch die Federsteifigkeit der Verbindung (siehe Abb. 2.7(rechts)). Diese Federsteifigkeit bewirkt für die Hystereseschleife allerdings nur eine Neigung und keine Änderung der umschlossenen Fläche, da die potentielle Energie der Feder für einen Zyklus in Summe null ergibt (genau wie die kinetische Energie der Masse).

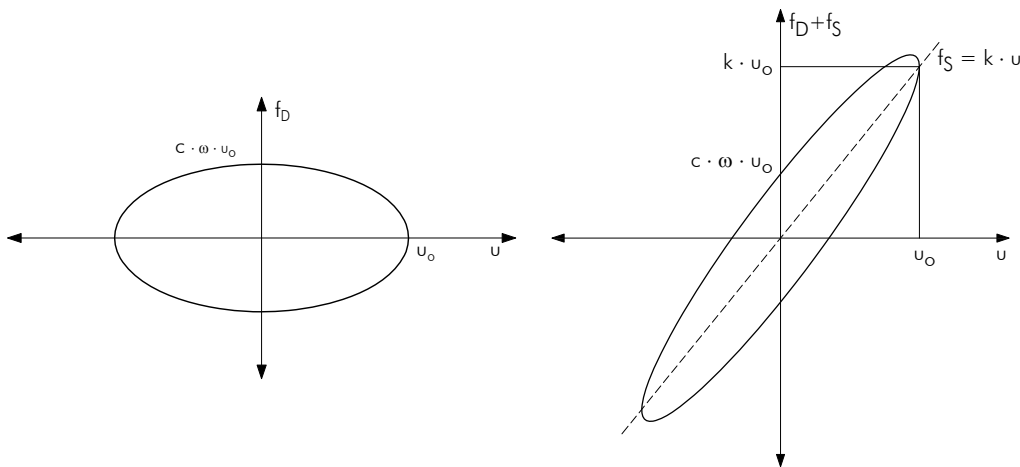


Abb. 2.7 links – viskoser Dämpfer alleine | rechts – Feder und viskoser Dämpfer gleichzeitig betrachtet

Die Fläche E_p welche in Abb. 2.5 als verfügbare potentielle Energie beschrieben wird, ergibt sich nach Abb. 2.7(rechts) zu

$$E_p = \frac{k \cdot u_0^2}{2} \quad [6.4]$$

Wird aus Gl. [6.4] die Steifigkeit k ermittelt und in Gl. [6.3] eingesetzt erhält man folgenden Ausdruck

$$\xi = \frac{E_D}{2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot E_p} = \frac{E_D}{4 \cdot \pi \cdot E_p} \quad [6.5]$$

Der Unterschied von Gl. [6.5] zur Gleichung in der EN 12512:2005 [4] (Faktor 2) besteht darin, dass E_D hier die während des gesamten Zyklus umschlossene Fläche beschreibt, und in der EN 12512 nur der halbe Zyklus betrachtet wird (allerdings ebenfalls als E_D bezeichnet!). Um nun auf dasselbe Ergebnis zu kommen – die Dämpfung muss gleich bleiben – ändert sich der Nenner in der Prüfnorm von $4 \cdot \pi \cdot E_p$ auf $2 \cdot \pi \cdot E_p$.

3 ISO 16670:2003 [6]

In der ISO 16670:2003 [6] „Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – Quasi-static reversed-cyclic test method“ hat folgende Ziele:

- Ermittlung von Daten, welche die elastischen und plastischen Eigenschaften von Verbindungen zufriedenstellend beschreiben, sowie
- Ermittlung repräsentativer Beanspruchungen welche auf die Verbindung während eines Erdbebens einwirken.

Diese Norm ist nicht anwendbar für Verbindungen welche auf Herausziehen beansprucht werden.

3.1 Allgemeines

Die vor der Prüfung durchzuführende Klimatisierung der Prüfkörper erfolgt üblicherweise im Normklima (Temperatur von $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ und $(65 \pm 5)\%$ rel. Luftfeuchte).

Für die Prüfgeschwindigkeit der zyklischen Versuche wird in dieser Norm eine Bandbreite von 0,1 mm/s bis zu 10 mm/s angegeben.

Anmerkung:

Die ISO 16670 bezeichnet die Verformungen mit v und nicht mit V . Zur besseren Vergleichbarkeit wird in dieser Arbeit – sofern nicht anders ausgewiesen – die Verformung durchgängig mit V bezeichnet.

3.2 Monotone Prüfung

Die monotone Prüfung soll auf Basis von ISO 6891:1983 (ident mit EN 26891:1991 [7]) durchgeführt werden.

Die anzusetzenden Grenzen für die zu ermittelnde Bruchverformung V_u sind in der ISO 16670:2003 [6] wie folgt definiert (siehe Abb. 3.1):

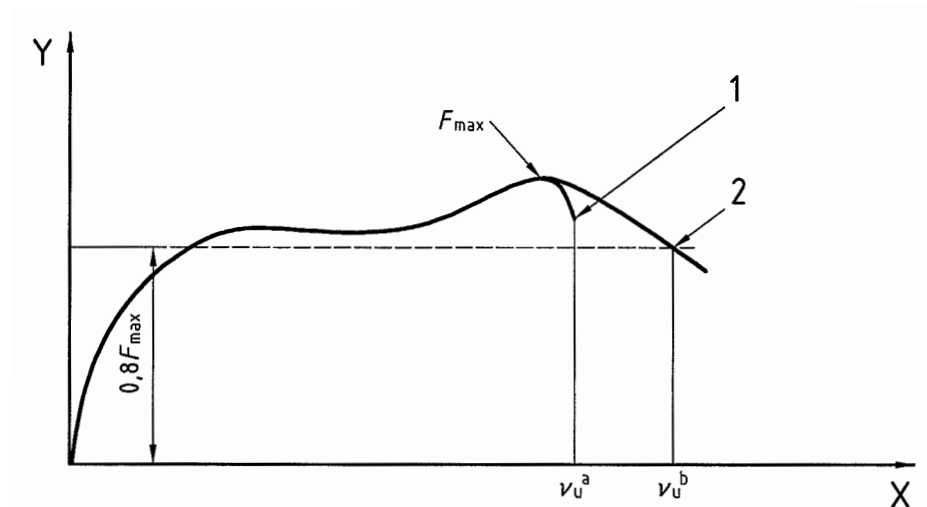


Abb. 3.1 Definition der Bruchverformung nach [6]

Jener der beiden folgenden Fälle, welcher zuerst eintritt, ist zutreffend:

- 1) Bruchverformung = Verformung bei Bruch (Versagen)
- 2) Bruchverformung = bei 80% der Maximallast nach Erreichen derselben

Auf nähere Ausführungen zum Ablauf der monotonen Versuche wird an dieser Stelle verzichtet und auf [7] verwiesen.

3.3 Zyklische Prüfung

Die zyklische Prüfung wird weggesteuert durchgeführt. Abb. 3.2 zeigt den in der ISO 16670:2003 [6] vorgesehenen Prüfverlauf.

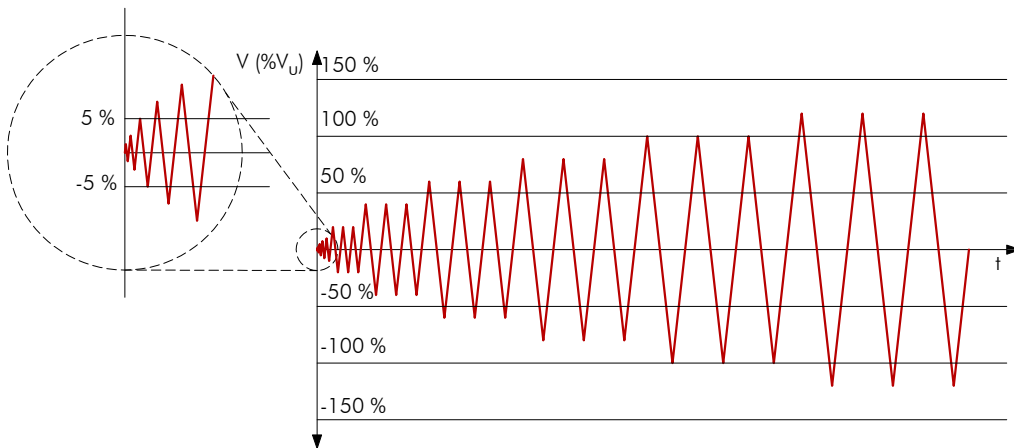


Abb. 3.2 Prüfverlauf nach [6]

In Tab. 3.1 sind die Zyklen mit ihrer Anzahl und den zugehörigen Verformungsamplituden tabellarisch zusammengefasst. V_u beschreibt dabei den Mittelwert der Bruchverformung, welcher aus den Ergebnissen der Vorversuche bestimmt werden soll.

Schritt	Zyklen	Amplituden
1	1	1,25 % von V_u
2	1	2,5 % von V_u
3	1	5,0 % von V_u
4	1	7,5 % von V_u
5	1	10 % von V_u
6	3	20 % von V_u
7	3	40 % von V_u
8	3	60 % von V_u
9	3	80 % von V_u
10	3	100 % von V_u
11	3	Erhöhung um 20 % von V_u je weiterem Zyklus

Tab. 3.1 tabellarische Zusammenfassung des Prüfverlaufs nach [6]

3. 4 Weitere Angaben

An dieser Stelle sollen noch einige Angaben, welche dem Verfasser als wichtig erscheinen, angeführt werden.

- Es ist durchaus vorstellbar diese zyklischen Versuche in wenigen Minuten durchzuführen, denn ein Erdbeben dauert selten länger als rund eine Minute. Die oben angeführten Grenzen für die Prüfgeschwindigkeit lassen sich wie folgt erklären:
 - 10 mm/s:
Diese maximale Prüfgeschwindigkeit wurde eingeführt, um den Einfluss dynamischer Effekte nicht berücksichtigen zu müssen. Beispielsweise wird der Versuch bei einer Bruchverformung von $V_u = 30$ mm im Schritt 1 mit 0,67 Hz und Schritt 10 mit 0,083 Hz durchgeführt)
 - 0,1 mm/s:
Um Versuche auch mit Prüfmaschinen mit begrenzter Prüfgeschwindigkeit durchführen zu können, wurde eine – im Verhältnis zur oben genannten Grenze – relativ niedrige Prüfgeschwindigkeit gewählt.
- Diese Norm erlaubt sowohl geschwindigkeits- als auch frequenzgesteuerte Versuche
- Die vorgegebenen Verformungsgrenzen sollten in folgenden Fällen angepasst werden (Auszug):
 - Wenn die Verformungseigenschaften eines Prüfkörpers in den zwei unterschiedlichen Prüfrichtungen (positiv bzw. negativ) stark differieren sollten die monotonen Versuche in beiden Richtungen durchgeführt werden und die Zyklen dementsprechend angepasst werden.
 - Wenn in den ersten fünf Zyklen plastische Verformungen auftreten, sollte der Prüfverlauf dahingehend geändert werden, dass zusätzliche (kleinere) Zyklen eingeschaltet werden, damit sich mindestens drei Zyklen innerhalb des elastischen Bereichs befinden. Weiters sind jene Zyklen, welche sich außerhalb des elastischen Bereichs befinden, dreimal zu wiederholen.
 - Zur Kalibrierung von Hysterese modellen kann es notwendig sein vor dem Steigern der Verformung zur nächst höheren Amplitude, Zyklen mit geringerer Amplitude einzuschalten (vergleiche Abschnitt 5 dieses Kapitels – Hauptzyklen/ Folgezyklen)

3. 5 Auswertung und Dokumentation

Zur Bearbeitung der Prüfergebnisse und der Dokumentation derselben werden hier keine Angaben gemacht und auf [6] verwiesen.

4 ISO 21581:2010 [5]

Die ISO 21581:2010 [5] „Timber structures – Static and cyclic lateral load test methods for shear walls“ beschreibt ein monotones und ein zyklisches Prüfverfahren (beide quasi-statisch) für Schubwände mit dem Ziel die notwendigen Parameter zur Bestimmung der Widerstandsfähigkeit von Wänden gegen zyklische, horizontale Lasten zu erhalten. Sie bietet zwei Möglichkeiten der Prüfkfiguration an:

- Methode 1:
Prüfung der Schubwand selbst – Die Verbindungsmittel zur Übertragung der Schubkraft werden so bemessen, dass sie nicht maßgebend werden.
- Methode 2:
Prüfung der Schubwand als „Bauteil“ – Die Verbindungen werden „normal“ bemessen, d.h. es können auch die Verbindungsmittel versagen.

Weiters beinhaltet diese Norm die Vorgehensweise zur Ermittlung der Arbeitslinie für statische und zyklische Prüfungen (Einhüllende).

Anmerkungen:

- Die Beschreibungen in der ISO 21581:2010 [5] beziehen sich auf Wandversuche. An dieser Stelle soll aber das Prüfverfahren an sich beschrieben werden. Dementsprechend wird im Folgenden darauf verzichtet den genauen Wortlaut der Norm wiederzugeben. Bei „wandbezogenen“ Größen werden diese bezogen auf eine Wand mit den Abmessungen 2,4 m x 2,4 m angegeben.
- Die ISO 21581 bezeichnet die Verformungen mit l und nicht mit V . Zur besseren Vergleichbarkeit wird in dieser Arbeit die Verformung durchgängig mit V bezeichnet.

4.1 Allgemeines

Die der Prüfung vorgängig durchgeführte Klimatisierung der Prüfkörper erfolgt üblicherweise im Normklima (Temperatur von $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ und $(65 \pm 5)\%$ rel. Luftfeuchte).

Bei den monotonen Versuchen soll die Bruchverformung (engl.: ultimate displacement) nach 5 bis 30 Minuten auftreten. Bei den zyklischen Versuchen soll die Bruchverformung nach 1 bis 30 Minuten erreicht sein, wobei darauf zu achten ist, dass vor dem Erreichen der Bruchverformung mindestens drei „Dreierzyklen“ durchlaufen werden.

4.2 Monotone Prüfung

Die monotone Prüfung wird weggesteuert durchgeführt. Hierbei ist zu beachten, dass sich die Prüfgeschwindigkeit in zwei Teilbereiche untergliedert. Im ersten Bereich – bis zu $0,4 F_{\max,est}$ ($F_{\max,est}$... erwartete Maximallast) – beträgt die Prüfgeschwindigkeit ca. 2 [mm/min] oder 0,033 [mm/sec] (abhängig vom Prüfkörper). Die Geschwindigkeit im zweiten Teilbereich soll so eingestellt werden, dass die Bruchverformung nach 5 bis 30 Minuten erreicht wird. Abb. 4.1 zeigt den in der ISO 21581:2010 [5] abgebildeten Kraft-Zeit- und Kraft-Weg-Verlauf.

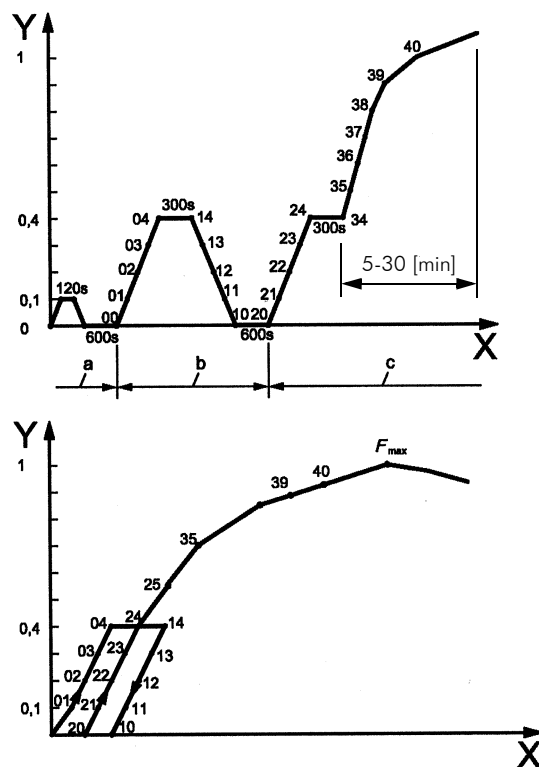


Abb. 4.1 Kraft-Zeit-Verlauf (oben) (überarbeitet) und Kraft-Weg-Verlauf (unten) für monotone Prüfung nach ISO 21581:2010 [5]

Die Bruchverformung wird wie folgt definiert:

- Fall a: Die Verformung beim Versagen des Prüfkörpers
- Fall b: Wenn der Weg nach Erreichen von F_{max} weiter zunimmt (also bei fallender Arbeitslinie nach F_{max}) und Fall c nicht erreicht wird, wird die Bruchverformung als die Verformung bei $0,8 F_{max}$ (nach F_{max} !) angenommen.
- Fall c: Erreichen der prüfkörperabhängigen Grenzverformung (~ 160 mm)

Anmerkungen:

- Die ISO 16670:2003 [6] welche unter anderem beim Erstellen der ISO 21581:2010 [5] als Grundlage diente, verzichtet auf den Fall c
- In der ÖNORM EN 594:1995 „Holzbauwerke – Prüfverfahren – Wandscheiben-Tragfähigkeit und -Steifigkeit von Wänden in Holztafelbauart“ [8] ist die Grenzverformung mit 100 mm festgelegt.

In Abb. 4.2 sind die oben beschriebenen Fälle bildlich dargestellt.

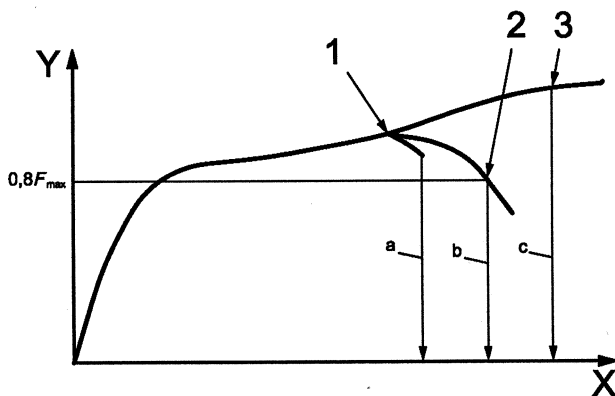


Abb. 4.2 unterschiedliche Definitionen der Bruchverformung (Fall a-c) [5]

4.3 Zyklische Prüfung

Der zyklische Prüfverlauf ist ident mit jenem der ISO 16670:2003 [6] (siehe Abschnitt 3.3) und wird hier nicht wiederholend wiedergegeben.

5 CUREE [28]

Das „CUREE-Caltech Woodframe Projekt“ wurde von der „Federal Emergency Management Agency“ (FEMA) ins Leben gerufen und vom „California Governor’s Office of Emergency Services“ (OES) betreut. Unterstützt wurde dieses Programm von der Industrie, akademischen Einrichtungen und der Politik. Das „California Institute of Technology“ (Caltech) war der Hauptpartner vom OES. Das „Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering“ (CUREE) organisierte und bearbeitete unter der Leitung vom Caltech und der Mitarbeit anderer Universitäten, in der Praxis tätigen Ingenieuren und der Industrie, die zu beantwortenden Fragen. (frei übersetzt aus [28])

5.1 Allgemein

Im Zuge des CUREE-Projekts wurden mehrere Themenfelder rund um „Erdbeben“ behandelt. In diesem Abschnitt soll ein Überblick zum Bericht W-02 „Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures“ [28] des Projekts gegeben werden.

In diesem Bericht finden sich Vorschläge für „Testing-Protocols“ (dt.: Prüfvorschrift) für quasi-statisch durchgeführte zyklische Versuche, welche auf die Erdbebensituation in Kalifornien abgestimmt sind – insbesondere für Erdbeben im Raum Los Angeles. Allerdings können diese Prüfvorschriften auch ohne größere Veränderungen für andere Gebiete übernommen werden.

Auffallend bei diesem Projekt ist, dass die vorgestellten Testprotokolle von der Art der Beanspruchung abhängig sind. Sie werden unterschieden in:

- Testprotokoll für verformungsgesteuerte quasi-statische zyklische Versuche
 - für „Ordinary Ground Motions“ (dt.: ~ „normale“ Erdbeben)
 - für „Near-Fault Ground Motions“ (dt.: Erdbeben nahe der Verwerfungslinie)
- Testprotokoll für kraftgesteuerte quasi-statische zyklische Versuche
- Zeitverläufe für „Shaking-table“ Versuche

5.2 Verformungsgesteuerte Prüfungen

Verformungsgesteuerte Prüfungen sind geeignet für die Untersuchung von Elementen, deren Verformungszustand stark mit ihrem eigenen und dem Gesamtverhalten des Bauwerks zusammenhängt (z.B. Winkel, auf Abscheren beanspruchte Schrauben, Schubwände,...). Wenig Sinn machen solche Prüfungen bei erwartetem spröden Verhalten (z.B. Ankerbolzen, wenn Beton versagt). Die folgenden Lastverläufe (oder besser Verformungsverläufe) wurden anhand von Bemessungserdbeben (vergleiche Abschnitt 7. 1. 5 Kapitel 3) ausgearbeitet.

5.2.1 Basis-Prüfverlauf

Der vorgeschlagene Prüfverlauf ist in Abb. 5.1 ersichtlich

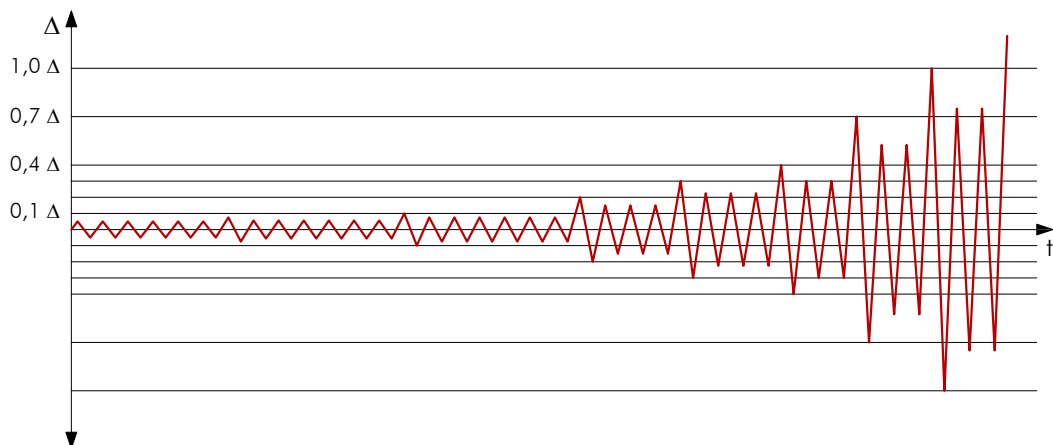


Abb. 5.1 Basis-Prüfverlauf für verformungsgesteuerten Versuch nach [28]

In Tab. 5.1 sind die Zyklen mit ihrer Anzahl und den zugehörigen Verformungsamplituden tabellarisch dargestellt.

Schritt	Zyklen	Amplituden
1	6	$0,05 \cdot \Delta$ (Einleitezuklen)
2	1	$0,075 \cdot \Delta$ (Hauptzyklus)
3	6	$0,056 \cdot \Delta$ (Folgezyklen)
4	1	$0,1 \cdot \Delta$ (Hauptzyklus)
5	6	$0,075 \cdot \Delta$ (Folgezyklen)
6	1	$0,2 \cdot \Delta$ (Hauptzyklus)
7	3	$0,15 \cdot \Delta$ (Folgezyklen)
8	1	$0,3 \cdot \Delta$ (Hauptzyklus)
9	3	$0,225 \cdot \Delta$ (Folgezyklen)
10	1	$0,4 \cdot \Delta$ (Hauptzyklus)
11	2	$0,3 \cdot \Delta$ (Folgezyklen)
12	1	$0,7 \cdot \Delta$ (Hauptzyklus)
13	2	$0,525 \cdot \Delta$ (Folgezyklen)
14	1	$1,0 \cdot \Delta$ (Hauptzyklus)
15	2	$0,75 \cdot \Delta$ (Folgezyklen)
16	-	Das gleiche Schema (1 Hauptzyklus gefolgt von 2 Folgezyklen wobei der Hauptzyklus immer um $0,5 \cdot \Delta$ erhöht wird) wird bis zum Ende des Versuchs fortgeführt

Tab. 5.1 tabellarische Darstellung des Basis-Prüfverlaufs nach [28]

Referenzverformung Δ

Die Referenzverformung Δ beschreibt die Verformung (Verschiebung, Verdrehung,...) bei der, vor dem Versuch festgelegten, Versagensgrenze des Prüfkörpers bezogen auf den Basisprüfverlauf.

Im CUREE-Bericht [28] wird für die Ermittlung von Δ folgendes Vorgehen vorgeschlagen:

- Durchführen von monotonen Vorversuchen zur Ermittlung der Verformungskapazität Δ_m . Dieser Wert ist definiert als jene Verformung des Prüfgegenstandes, welche bei erstmaligem Unterschreiten von 80 % der angenommenen Maximallast auftritt.
- Zur Umrechnung von Δ_m auf Δ wird ein Faktor γ eingeführt. Als Größenordnung wird $\gamma = 0,6$ vorgeschlagen, wobei angemerkt wird, dass dieser Faktor anhand von Versuchen angepasst werden soll bzw. angepasst werden muss (je nachdem wo die Versagensgrenze festgelegt wird).

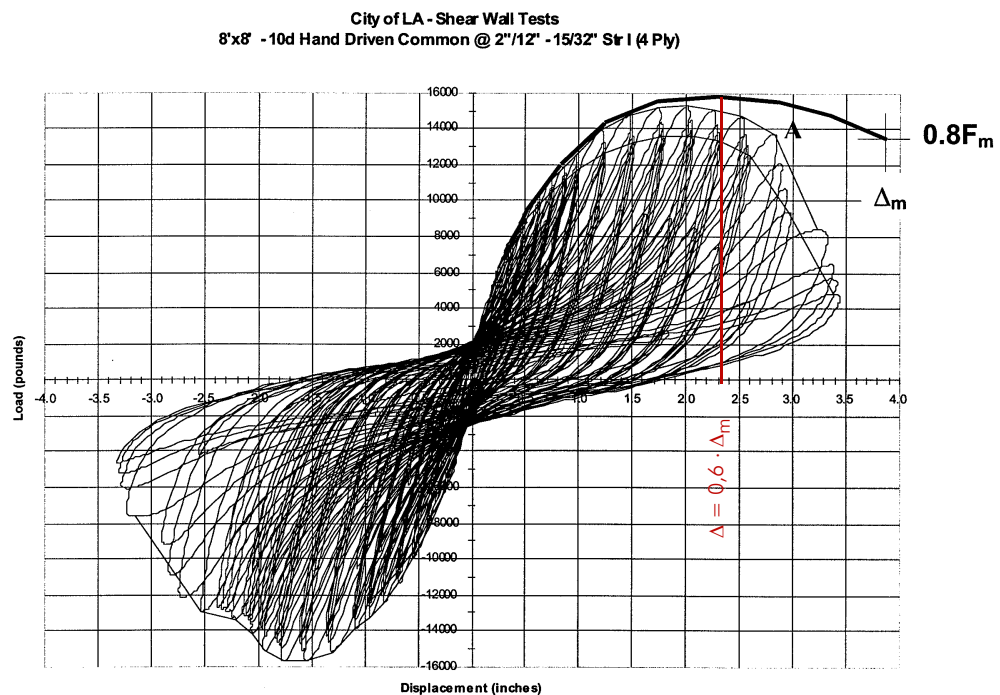


Abb. 5.2 Ermittlung von Δ_m und dessen Relation zur Hysterese Funktion [28] (überarbeitet)

Unterschiedliche Zyklen im Prüfverlauf

Der Prüfverlauf wird in folgende unterschiedliche Zyklen eingeteilt:

- Einleitezuklen (engl.: initiations cycles)
- Hauptzyklen (engl.: primary cycles)
- Folgezyklen (engl.: trailing cycles)

Als Einleitezuklen werden die relativ kleinen Verformungszyklen am Beginn des Prüfverlaufs bezeichnet. Zum Einen dienen sie dazu das Verhalten des Prüfkörpers bei kleinen (häufiger auftretenden) Erdbeben zu bestimmen und zum Anderen den Belastungsverlauf und die Messungen zu überprüfen.

Ein Zyklus mit einer größeren Amplitude als alle Vorangegangenen auf welchen kleinere Zyklen folgen wird als Hauptzyklus bezeichnet.

Die auf den Hauptzyklus folgenden kleineren Zyklen werden als Folgezyklen benannt. Diese weisen eine Amplitude auf, welche 75% der Amplitude des vorangegangenen Hauptzyklus entspricht.

Weiters ist festzuhalten, dass alle Zyklen symmetrisch sind, d.h. sie weisen sowohl eine positive als auch eine negative Amplitude auf.

Weitere Angaben zum Prüfverlauf

- Der Versuch bzw. die Prüfung soll so lange mit dem oben beschriebenen Schema fortgesetzt werden, bis die Prüflast zu einem kleinen (nicht näher definierten) Bruchteil der Maximallast absinkt.
- Wenn es als sinnvoll erachtet wird, können nach jedem abgeschlossenen Schritt (Hauptzyklen + Folgezyklen) einige Zyklen mit kleinen Amplituden eingebaut werden.
- Der Begriff „Versagensgrenze“ oder „akzeptiertes Verhalten“ (engl.: acceptable performance) beschreibt einen Zustand, welcher nicht unbedingt mit dem Versagen (engl.: collapse) des Prüfkörpers zu tun haben muss. Es können bzw. sollen auch Faktoren wie Steifigkeit, Schadenskontrolle oder Reparaturkosten in die Überlegungen zur Festlegung der Versagensgrenze miteinfließen.
- Auf eine genaue Definition der Versagensgrenze wird im CUREE-Bericht verzichtet und darauf hingewiesen, dass sich diese im Laufe der Versuche ergeben wird. Als Basiskonzept wird vorgeschlagen jene Verformungsamplitude bei einem Hauptzyklus zu wählen, bei welcher das letzte Mal – in einem Versuch – beide der folgenden Punkte zutreffen:
 - Beide Amplituden (positiv und negativ) befinden sich über der 80 % Grenze der jeweils zugehörigen Maximallast.
 - Die Prüflast des nächsten Hauptzyklus soll nach Überschreitung der Verformungsamplitude des vorangegangenen Hauptzyklus nicht unter einen vorher definierten Bruchteil (β) der maximalen Prüflast in positiver Richtung absinken. Es wird vorgeschlagen $\beta = 0,4$ anzunehmen.
- Die Verformung bei der Versagensgrenze muss nicht jener der Referenzverformung Δ entsprechen. Sie kann höher oder niedriger sein.

Alternative Prüfverläufe

Da der Basis-Prüfverlauf wegen der vielen vorgeschalteten kleinen Verformungsamplituden und dem Unterschied zwischen Haupt- und Folgezyklen relativ aufwendig ist, sind auch leicht modifizierte, vereinfachte Verläufe festgelegt.

Verkürzter Basis-Prüfverlauf

Dieser Prüfverlauf unterscheidet sich vom Basis-Prüfverlauf nur durch die verringerte Anzahl der durchgeführten Zyklen (siehe Abb. 5.3). In Tab. 5.2 sind die Änderungen zum Basisprüfverlauf dargestellt. Dabei geben die Nummern in Klammer die Zyklenanzahl im Basisprüfverlauf wieder. Alle anderen Schritte sind mit dem oben dargestellten Verlauf ident. Es wird angenommen, dass die Verkleinerung der Zyklenanzahl keine wesentlichen Unterschiede bei den Ergebnissen nach sich zieht. Ob es überhaupt Unterschiede gibt bzw. wie groß diese dann wären, muss erst anhand von Versuchen geklärt werden.

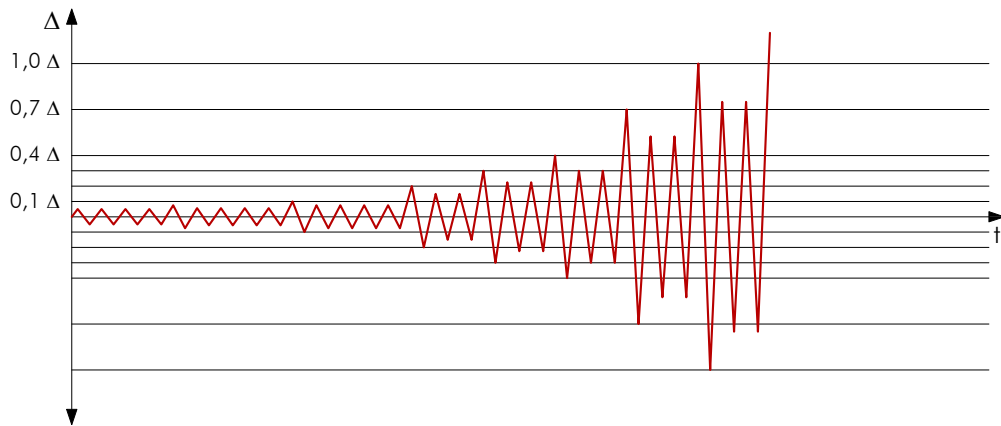


Abb. 5.3 verkürzter Basis-Prüfverlauf nach [28]

Schritt	Zyklen	Amplituden
1	4 (6)	$0,05 \cdot \Delta$
3	4 (6)	$0,056 \cdot \Delta$
5	4 (6)	$0,075 \cdot \Delta$
7	2 (3)	$0,15 \cdot \Delta$
9	2 (3)	$0,225 \cdot \Delta$

Tab. 5.2 Änderungen gegenüber Tab. 5.1 nach [28]

Vereinfachter Basis-Prüfverlauf

Bei diesem Prüfverlauf wird zwar die Anzahl der Belastungszyklen – im Vergleich zum Basis-Prüfverlauf – beibehalten, allerdings werden die Folgezyklen (75 % der Hauptzyklen) durch Zyklen mit der selben Amplitude wie der vorangegangene Hauptzyklus ersetzt, d.h. anstelle von z.B. einem Haupt- und drei Folgezyklen werden jetzt vier Zyklen mit derselben Amplitude durchlaufen. In Abb. 5.4 ist der vereinfachte Verlauf abgebildet.

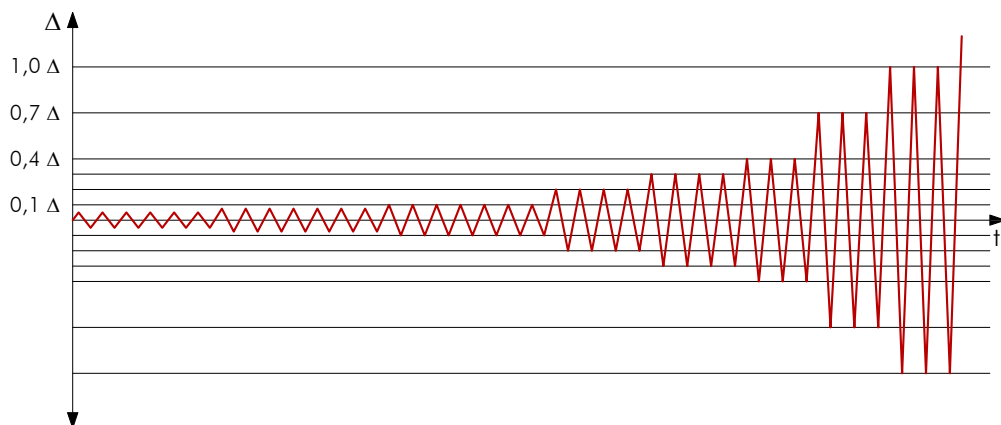


Abb. 5.4 vereinfachter Basis-Prüfverlauf nach [28]

Diese Vereinfachung erleichtert die Durchführung und die Auswertung der Versuche und in weiterer Folge die Erstellung eines analytischen Modells. Nach [28] muss allerdings berücksichtigt werden, dass Versuchsergebnisse, welche mittels diesem Prüfverlauf gewonnen werden das Verhalten des Prüfkörpers – besonders bei großen Amplituden – **überschätzen**. Welche Größenordnung diese Überschätzung besitzt ist allerdings noch nicht bekannt und muss anhand von Versuchen geklärt werden.

Zulässige Abweichungen zum vorgeschlagenen Prüfverlauf

Der Basis-Prüfverlauf ist eine realistische und konservative Darstellung des zyklischen Verformungsverhaltens eines Holzbauteils im Verlauf eines Erdbebens. Auffallend sind die relativ großen Amplitudensprünge ab einer Verformung von $0,4 \cdot \Delta$ (jeweils $0,3 \cdot \Delta$ bis Δ und anschließend $0,5 \cdot \Delta$). Diese Sprünge basieren auf – statistisch ermittelten – erforderlichen Antwortverformungen bei einem Erdbeben. Sind die Versuche bzw. die Versuchsergebnisse für die Entwicklung eines analytischen Modells vorgesehen, sollte der vorgeschlagene Prüfverlauf verwendet werden. Sind die Versuche hingegen die zur Ermittlung der Versagensgrenze(n) (mit den unterschiedlichen Optionen) bestimmt, können auch kleinere Schrittgrößen gewählt werden. Es muss aber auch bei kleineren Amplitudensprüngen nach jedem Hauptzyklus zwei Folgezyklen mit 75 % der Amplitude des vorangegangenen Hauptzyklus angesetzt werden.

Kleinere Schrittweiten nahe der Versagensgrenze können das Ergebnis dahingehend verfälschen bzw. verändern, dass dem Prüfkörper eine größere Kapazität zugeschrieben wird. Der Grund hierfür lässt sich anhand der oben beschriebenen Kriterien zum Festlegen der Versagensgrenze und der folgenden Ausführung zeigen.

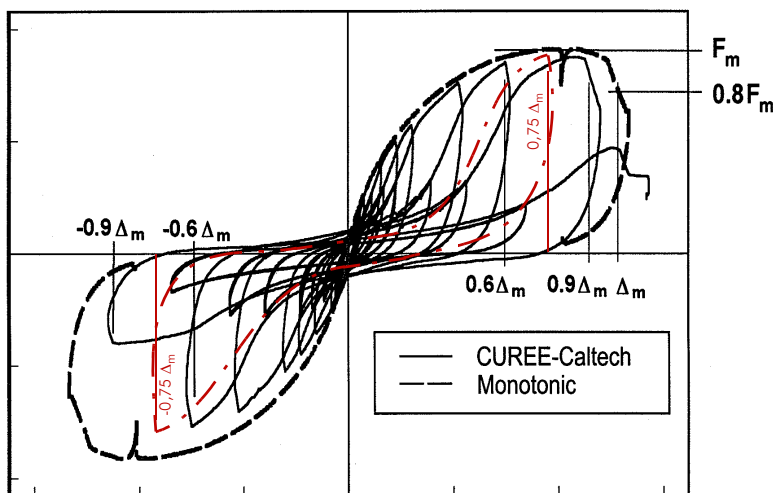


Abb. 5.5 Beispiel eines Kraft-Weg-Diagramms bei Anwendung des Basis-Prüfverlaufs [28] (überarbeitet)

Wie der obigen Abb. 5.5 zu entnehmen ist, wird die Versagensgrenze bei $0,6 \cdot \Delta_m$ noch nicht erreicht, bei $0,9 \cdot \Delta_m$ ist sie hingegen schon überschritten. Daher liegt hier die Grenze, nach den oben definierten Regeln, bei $0,6 \cdot \Delta_m$. Betrachtet man den Verlauf des Zyklus mit der Amplitude von $0,9 \cdot \Delta_m$ ist ersichtlich, dass der Grund für das nicht Erreichen der Versagensgrenze ein starker Abfall desselben vor dem Erreichen der Amplitude ist. Es ist leicht vorstellbar, dass bei einer kleineren Schrittweite (beispielsweise $0,75 \cdot \Delta_m$) die Versagensgrenze höher angesiedelt sein kann (roter strichpunktierter Zyklus in Abb. 5.5).

5. 2. 2 Near-Fault-Prüfverlauf

Der „Near-Fault“-Prüfverlauf ist speziell auf Erdbebenbelastungen nahe von Verwerfungslinien (\sim Falten) entwickelt worden. Da diese für die vorliegende Arbeit allerdings keinerlei Relevanz besitzt, wird auf eine genauere Darstellung verzichtet und auf [28] verwiesen. Der Vollständigkeit halber soll aber der Prüfverlauf als Tabelle und Diagramm angeführt werden.

Schritt	Zyklen	Amplituden
1	4	$0,025 \cdot \Delta_n$
2	4	$0,05 \cdot \Delta_n$
3	1	$0,1 \cdot \Delta_n$
4	2	$0,075 \cdot \Delta_n$
5	1	$0,6 \cdot \Delta_n$
6	1	$0,2 \cdot \Delta_n$
7	1	$1,0 \cdot \Delta_n$ nur positiv und zurück auf null
8	-	$0,8 \cdot \Delta_n$ nur positiv
9	2	$0,1 \cdot \Delta_n$ mit einem Mittelwert von $0,7 \cdot \Delta_n$
10	1	Positive Verformung bis zum Versagen des Prüfgegenstandes.

Tab. 5.3 tabellarische Darstellung des „Near-Fault“-Prüfverlaufs nach [28]

Anmerkung:

Die Referenzverformung wird hier als Δ_n bezeichnet und entspricht dem Wert Δ_m (siehe oben).

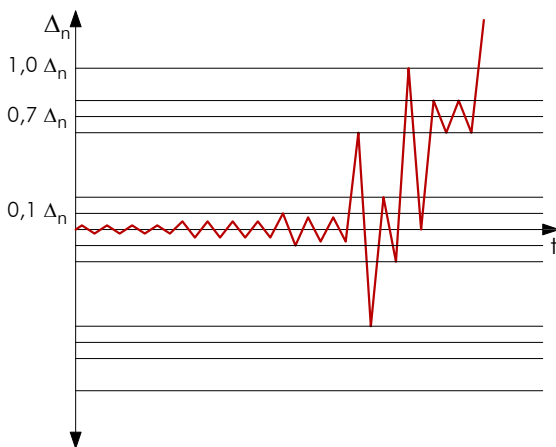


Abb. 5.6 „Near-Fault“-Prüfverlauf nach [28] (überarbeitet)

5. 2. 3 Weitere Angaben

Im CUREE-Bericht wird darauf hingewiesen, dass die Versuchsdurchführung möglichst „praxisgerecht“ sein soll. Dies betrifft u.a. Anordnung, Material und Abmessung der Versuchskörper. Die Versuche sollten nach Möglichkeit im Maßstab 1:1 bzw. durchgeführt werden, um den Einfluss des Größeneffektes (engl.: size effect) zu minimieren. Auch auf andere Randbedingungen (beispielsweise die Lasteinleitung) ist zu achten.

Weiters soll die Dokumentation der Versuche so erfolgen, dass auch für „projektfremde“ Personen eine objektive Interpretation der Versuchsergebnisse möglich ist. Die vorgeschlagene Dokumentation basiert hauptsächlich auf dem ATC-24 [29]. An dieser Stelle wird auf eine Wiedergabe derselben verzichtet und auf die Ausführungen im CUREE-Bericht [28] verwiesen. Eine spezielle Anmerkung aus [29] ist aus der Sicht des Verfassers jedoch erwähnenswert:

„No documentation is requested at this time for elastic stiffness and yield force, because for timber structures these quantities are not yet well defined and numerical values depend on the definition used.“ [28]

Bezüglich der einzuhaltenden Prüfgeschwindigkeit werden leider keine Angaben gemacht. Es wird lediglich auf die Regelungen in der ISO 16670:1999 verwiesen (Verformungsgeschwindigkeit zwischen 0,1 und 10 mm/s).

Anmerkung:

In der vorliegenden Arbeit wurde die ISO 16670:2003 [6] verwendet

5. 3 Lastgesteuerte Versuche

Wie schon oben erwähnt, sind die lastgesteuerten Versuche vor allem für sprödbrechunfähige Versuchskörper vorgesehen. Im Folgenden wird in gewohnter Weise der Verlauf in Diagramm- und Tabellenform (siehe Abb. 5.7 und Tab. 5.4) wiedergegeben.

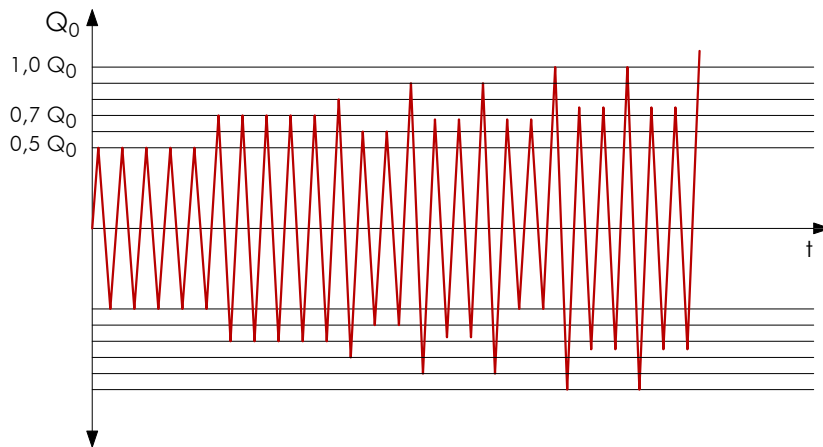


Abb. 5.7 Lastgesteuerter Prüfverlauf nach [28]

Schritt	Zyklen	Amplituden
1	5	$0,5 \cdot Q_0$
2	5	$0,7 \cdot Q_0$
3	1	$0,8 \cdot Q_0$
4	2	$0,6 \cdot Q_0$
5	1	$0,9 \cdot Q_0$
6	2	$0,675 \cdot Q_0$
7	1	$0,9 \cdot Q_0$
8	2	$0,675 \cdot Q_0$
9	1	$1,0 \cdot Q_0$
10	2	$0,75 \cdot Q_0$
11	1	$1,0 \cdot Q_0$
12	2	$0,75 \cdot Q_0$
13	-	Gleiches Schema weiter bis zum Ende des Versuchs (je zwei mal: 1 Hauptzyklus gefolgt von 2 Folgezyklen wobei der Hauptzyklus immer um $0,1 \cdot Q_0$ erhöht wird)

Tab. 5.4 tabellarische Darstellung des lastgesteuerten Prüfverlaufs nach [28]

Für Prüfkörper, welche nur Belastungen in eine Richtung zulassen (z.B. Ankerbolzen) bezieht sich der Begriff „Zyklus“ auf einen eigentlichen „Halbzyklus“, d.h. ein Zyklus beginnt bei der Last null steigt bis zur Maximallast und wird wieder bis zur Last null entlastet (siehe Abb. 5.8).

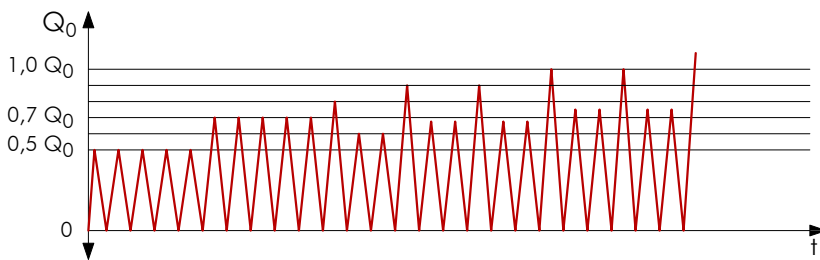


Abb. 5.8 Beispiel für lastgesteuerten Verlauf bei „einseitigem“ Zyklus [28]

Referenzlast Q_0

Die Referenzlast Q_0 beschreibt die maximal erwartete Last für den untersuchten Prüfkörper für das untersuchte Erdbeben und unter der Annahme, dass der Versuch mit dem oben gezeigten lastgesteuerten Prüfverfahren durchgeführt wird.

Anmerkung:

Q_0 ist vergleichbar mit $F_{max,est}$ in der ISO 21581:2010 [5].

Weitere Angaben zum Prüfverlauf

- Der oben beschriebene Prüfverlauf soll solange fortgesetzt werden, bis die in einem Hauptzyklus angesetzte Last nicht mehr um den Wert $0,1 \cdot Q_0$ gesteigert werden kann.
- Auf eine genaue Definition der Versagensgrenze für den lastgesteuerten Prüfverlauf wird – wie auch beim verformungsgesteuerten Prüfverlauf – im CUREE-Bericht verzichtet. Allerdings wird folgender Vorschlag angeführt:
Die Versagensgrenze kann jener Hauptzyklus darstellen, bei welchem die folgenden zwei Kriterien erfüllt sind:
 - Beide Sequenzen eines Hauptzyklus mit den zugehörigen Folgezyklen können ohne Sprödbruch abgeschlossen werden.
 - Nach dem letzten Folgezyklus kann die Last nochmals bis zu einem – im Vorhinein bestimmten – Lastniveau ($\eta \cdot Q_0$) gesteigert werden. Als Vorschlag wird ein Wert von $\eta = 0,8$ angegeben.
- Das Lastniveau welches bei der Versagensgrenze erreicht wird, muss nicht der Referenzlast Q_0 entsprechen. Es kann sowohl über, als auch unter der Referenzlast liegen.

5. 3. 1 Weitere Angaben

Ein eigener lastgesteuerter „Near-Fault“-Prüfverlauf ist nicht angedacht, da sich zum einen das Lastniveau im Verhältnis zu jenem der „Ordinary Ground Motions“ nicht maßgeblich unterscheidet und zum anderen die erwarteten Schädigungen geringer sind.

Bezüglich Prüfkörper und Dokumentation sind die Angaben aus den verformungsgesteuerten Prüfungen zu übernehmen (vergleiche Abschnitt 5. 2. 3).

5.4 „Shaking-table“-Testing

Im bearbeiteten CUREE-Bericht [28] finden sich auch Angaben zu „Shaking-table“-Versuchen, allerdings soll auf die Darstellung derselben an dieser Stelle verzichtet und auf die Ausführungen in [28] verwiesen werden.

6 Vergleich der Prüfverfahren

Um einen Überblick der unterschiedlichen Regelungen zu bekommen werden die oben vorgestellten Prüfverfahren im Folgenden anhand ausgewählter Punkte gegenübergestellt.

Monotone Versuche

Alle angeführten Prüfverfahren fordern bzw. empfehlen vor den zyklischen Versuchen monotone Versuche durchzuführen um die Referenzwerte (V_y , V_u , Δ oder Q_0) zu erhalten.

Prüfgeschwindigkeit

Die Prüfgeschwindigkeiten variieren sehr stark. Aufgrund der in diesem Kapitel angeführten Forschungsergebnisse (siehe Abschnitt 1. 2) sollte besser eine hohe Prüfgeschwindigkeit verwendet werden bzw. besteht Forschungsbedarf, um die mittels unterschiedlicher Prüfgeschwindigkeiten durchgeführten Versuche vergleichen zu können.

Energiedissipation

Die Energiedissipation (äquivalentes Dämpfungsverhältnis) ist ausschließlich in der EN 12512:2005 [4] geregelt.

Referenzgrößen

Mit Ausnahme von EN 12512:2005 [4] wird prinzipiell die Bruchverformungen zur Ermittlung der Referenzgröße herangezogen. Dies hat vor allem den Grund, dass es (international betrachtet) mehrere unterschiedliche Definitionen für die Fließverformung gibt, während die Bruchverformung jedoch mehr oder weniger leicht und einheitlich(er) zu bestimmen ist (ca. 80% von F_{max}). Ein weiterer Grund die Fließverformung als Referenzgröße nicht zu verwenden besteht darin, dass der Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten – also Beginn des Fließbereichs – bei vielen Holz-Stahl-Verbindungsmitteln stark ausgerundet und damit nur „theoretisch“ zu bestimmen ist (vergl. Abb. 6.1). Für den Fall, dass die Fließverformung trotzdem benötigt wird, kann sie aus den erhaltenen Versuchsergebnissen – mit der jeweilig gewünschten Definition – rückgerechnet werden.

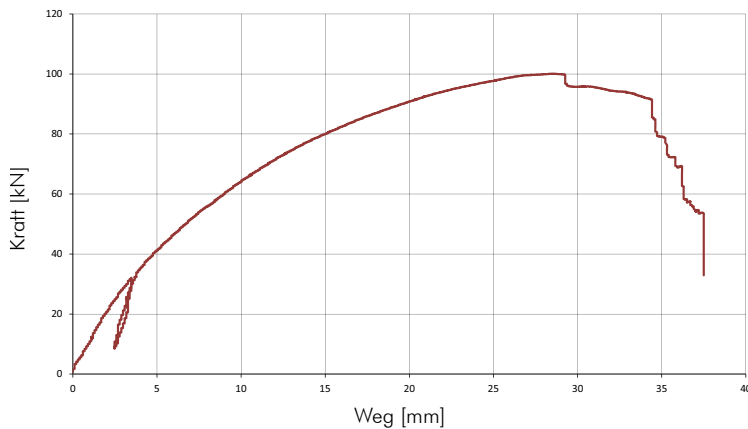


Abb. 6.1 Kraft-Weg-Diagramm einer, nach ÖNORM EN 26 891:1991 [7] geprüften, auf Schub belasteten Winkelverbindung im Holz-Massivbau

Anmerkung:

Die hier getroffenen Aussagen bezüglich „Fließverformung“ und „Bruchverformung“ sind nicht mit jenen von Kapitel 5 Abschnitt 1. 2. 3 zu verwechseln, welche den Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (K_{ser}) als besser zu bestimmenden Wert einstufen als den Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit (K_{U})!

Prüfsteuerung

Übereinstimmung herrscht im Allgemeinen über die Steuerung der Prüfungen. Da bei Erdbebenuntersuchungen meistens große Verformungen erzielt werden, wird grundsätzlich weggesteuert geprüft. Eine Ausnahme bildet hier der kraftgesteuerte Prüfverlauf im CUREE-Bericht [28], allerdings wird dieser nur bei erwartetem spröden Verhalten (kleine Verformungen) eingesetzt.

Prüfzeit

Die Prüfzeit hängt eng mit der Prüfgeschwindigkeit zusammen, weswegen hier dieselben Effekte wie bei der Prüfgeschwindigkeit berücksichtigt werden müssen (je länger der Versuch dauert, umso duktiler wird in der Regel das Verhalten des Prüfkörpers sein).

Vergleicht man weiters die kürzeste (1,3 min) und längste (8,5 h) Prüfzeit – bezogen auf das Erreichen einer Bruchverformung von $V_u = 30$ mm – und wird berücksichtigt, dass in der Regel mehrere Versuche durchgeführt werden, ist diese ein nicht zu unterschätzender finanzieller Faktor und spricht, unabhängig von den oben angeführten Gründen, für einen schnelleren Prüfverlauf.

Die in diesem Abschnitt angeführten Punkte zum Vergleich der vorgestellten Prüfverfahren sind in Tab. 6.1 nochmals zusammenfassend dargestellt.

	EN 12512		ISO 16670 / 21581		CUREE			
	Vollständig	Kurz	16670	21581	„Ordinary Groundmotions“		Near Fault	Lastgesteuert
					Basic	Verkürzt		
gültig für	Verbindungen		Verbindungen		Allgemein			
monotone Prüfung empfohlen	ja		ja		ja			
Prüfgeschwindigkeit	0,02-0,2 mm/s		0,1-10 mm/s		Keine direkten Angaben; Bezug auf ISO 16670 (0,1-10 mm/s)			
Angaben zu Energiedissipation	ja		nein		nein			
Referenzgröße für Zyklen	V_y		V_u		Δ		Δ_n	Q_0
Bruchdefinition bei monotonen Versuchen	- Bruch - 80 % von F_{max} - Verformung von 30 mm		- Bruch - 80 % von F_{max} - Verformung von H/15		---		---	
Definition für Referenzgröße	Fließverformung (bilineares Modell oder Schnittpunkt von Sekante und Tangente)		Bruchverformung (nach Definition oben) im monotonen Versuch		~ 60% der Verformung bei 80% von $F_{max,est}$ bei den monotonen Versuchen		80% von $F_{max,est}$	
Prüfsteuerung	Weg		Weg		Weg			
Geschätzte Prüfdauer bis Ende des Zyklus mit V_u (bei $V_u = 30$ mm)	50-510 min ($V_y \sim 0,2 \cdot V_u$)	---	1,3-130 min	1-30 min	1,5-150 min (mit $\Delta = 0,6 \cdot V_u$)	1,4-140 min (mit $\Delta = 0,6 \cdot V_u$)	1,8-180 min (mit $\Delta = 0,6 \cdot V_u$)	---

Tab. 6.1 vergleichende Darstellung der unterschiedlichen Prüfläufe für Zyklische Versuche von EN, ISO und CUREE

6.1 Versuchstechnischer Vergleich [39]

Ein bereits durchgeführter und mittels Versuchsdaten belegter Vergleich von Prüfnormen wurde bereits 1996 von E. Karacabeyli und A. Ceccotti [39] durchgeführt. Bei diesem wurden folgende Prüfvorschriften für eine einfache Verbindung (ein Vollholzsteher mit 38/89 mm und eine 9,5 mm starke Sperrholzplatte wurden mit zwei 63,5 mm langen Nägeln mit einem Durchmesser von 3,1 mm verbunden) verglichen:

- ASTM; American Society for Testing and Materials; Proposed standard test method for dynamic properties of connections assembled with mechanical fasteners (3rd draft);
SDP (Sequential Phased Displacement Procedure, ASTM 1993, Dolan 1993)
Die Prüfung nach den Festlegungen dieser Norm erfolgte mit einer konstanten Frequenz von 1 Hz].
- CEN 1995; Comite' Europeen de Normalisation. Timber structures - test methods - cyclic testing of joints made with mechanical fasteners (draft).
Vorgänger der EN 12512:2005 [4]; vollständiges und abgekürztes Prüfverfahren
Die Prüfung nach den Festlegungen dieser Norm erfolgte mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,02 bis 0,2 mm/s.
- FCC (Forintec) Cyclic Procedure;
Die Prüfung nach den Festlegungen dieser Norm erfolgte mit einer konstanten Frequenz von 0,5 [Hz].

Vor der Durchführung der zyklischen Versuche wurden auch monotone Versuche durchgeführt.

Bei diesem Vergleich stellte sich heraus, dass die unterschiedlichen Prüfnormen bis zu einer Verformung von rund 10 mm durchaus vergleichbare Werte lieferten. Bei größeren Verformungsamplituden zeigte sich jedoch bei den ASTM-SDP Ergebnissen eine rasche Abminderung der Tragfähigkeit (~sprödes Verhalten), wogegen die Tragfähigkeit bei den anderen Versuchen langsamer abnahm (~duktiler Verhalten). Einen möglichen Grund hierfür liefern die, im Folgenden beschriebenen, Versagensformen bei den unterschiedlichen Prüfprotokollen.

Bei den durchgeführten Versuchen wurden folgende Versagensformen festgestellt:

- Schubversagen des Nagels
- Durchziehen des Nagels („Kopfdurchziehen“)
- Ausziehen des Nagels

Das Schubversagen des Nagels wurde weder bei den monotonen, noch bei den abgekürzten Versuchen von CEN 1995 beobachtet. Allerdings war bei einem Großteil der mit ASTM-SDP geprüften Versuchskörper dieses Versagen maßgebend. In [39] wird dieser Umstand der relativ hohen Prüffrequenz von 1 [Hz] zugeschrieben. Weiters gehen die Autoren von [39] davon aus, dass dieses Versagensform eher einer Ermüdung zugeschrie-

ben werden sollte und im Erdbebenfall nicht als maßgebende Versagensform auftreten wird. Auch die Tatsache, dass Versuche mit einer solchen Prüffrequenz von einigen Prüfinstituten gar nicht durchgeführt werden können, wird als kritisch für die Festlegung einer allgemein anzuwendenden Prüfvorschrift angesehen.

Das Durchziehversagen wurde hauptsächlich bei den monotonen und den FCC Versuchen beobachtet. Bei den vollständigen CEN 1995 Versuchen konnte sowohl Schub- als auch Durchziehversagen festgestellt werden.

Die Versagensform „Ausziehen“ trat zusammen mit einigen Versagenfällen auf Durchziehen, ausschließlich bei den abgekürzten CEN 1995 Versuchen auf.

Weiters wurde in [39] festgehalten, dass die Duktilität in allen Normen ident definiert ist (Duktilität = Bruchverformung/Fließverformung). Allerdings sind die Definitionen der Bruchverformung und besonders der Fließverformung so unterschiedlich, dass sich dementsprechend auch die erhaltenen Duktilitäten verändern (teilweise um den Faktor 2,5!).

In [39] wird ebenfalls darauf hingewiesen, dass es für den Vergleich von Prüfergebnissen hilfreich wäre, ein einheitliches Hysteresemodell zur Bestimmung der Anfangs- und Zyklensteifigkeit, sowie der äquivalenten viskosen Dämpfung – welche in allen verglichenen Normen gleich definiert ist – zur Verfügung zu haben.

Als (relativ allgemein gehaltene) Kriterien für die Regelungen in einer internationale Prüfnorm wurde vorgeschlagen, dass

- die Vergleichbarkeit der im Versuch ermittelten und im Erdbebenfall auftretenden Energiedissipation und
- die Vergleichbarkeit der im Versuch ermittelten und im Erdbebenfall auftretenden Versagensformen

zu definieren sind.

7 Resümee

Aus den, in diesem Kapitel angeführten unterschiedlichen Prüfverläufen können folgende Punkte für „erdbebennahe“ Versuche abgeleitet werden:

- Die Durchführung von monotonen Vorversuchen wird ausdrücklich empfohlen.
- Die Prüfkörper sollen möglichst praxisnah hergestellt werden.
- Der Prüfverlauf soll sowohl Rückschlüsse für kleine, als auch für große Erdbebenereignisse zulassen.
- Als Referenzgröße sollte die Bruchverformung dienen.
- Die Prüfgeschwindigkeit soll möglichst hoch, die Frequenz aber nicht viel größer als 0,5 Hz sein.
- Die Festigkeitsminderung in Mehrfachzyklen ist zu berücksichtigen bzw. sind sogenannte Folgezyklen zu verwenden.

Dem Verfasser ist es ein Anliegen festzuhalten, dass der durchgeführte Vergleich der unterschiedlichen Prüfnormen keine Wertung derselben darstellen soll. Das Ziel dieses Abschnittes war es viel mehr zu schildern, dass auf dem Gebiet des Erdbebenversuchswesen noch viele Fragen offen bzw. nicht (einheitlich) definiert sind und teilweise noch gar nicht gestellt wurden.

Schlussbetrachtung

Erdbeben waren, sind und bleiben eine ernstzunehmende Naturgewalt. Mit dem heutigen Stand des Wissens, können jedoch wirkungsvolle Maßnahmen zur Schadensreduzierung gesetzt werden.

Im Verlauf der Erstellung dieser Masterarbeit wurde der Themenbereich „Erdbeben“ von mehreren Seiten betrachtet. Zusammenfassend können daraus folgende Schlüsse gezogen werden:

- Bei der Planung von erdbebenresistenten Bauwerken muss vor allem eine solide, regelmäßig aufgebaute Grundkonstruktion im Vordergrund stehen. Dies erfordert ein frühes Zusammenarbeiten von Architekt und Bauingenieur.
- Bauwerke sind bei einem Erdbebenereignis horizontalen Kräften ausgesetzt, welche große Verformungen hervorrufen können. In diesem Fall ist in der Regel die Verformungskapazität von Detailpunkten ausschlaggebend für das Gesamtverhalten des betroffenen Bauwerks. Selbst kleine Veränderungen können hierbei eine wichtige Rolle spielen. Aus diesem Grund ist eine gewissenhafte Kontrolle bei der Bauausführung notwendig. Auch bei Instandsetzungs- bzw. bei Umbauarbeiten von Gebäuden, ist auf diesen Umstand zu achten.

Bezugnehmend auf den zweiten Punkt ist die Notwendigkeit vom Wissen um das Verhalten von Verbindungen unter dynamischer Beanspruchung insbesondere im Holz-Massivbau durchaus verständlich. Durch die verhältnismäßig hohe Steifigkeit der plattenförmigen Brettsperrholz-Elemente sind vor allem die Verbindungsmittel für das, bei dieser Beanspruchungsart besonders wichtige, duktile Verhalten von, in Holz-Massivbauweise errichteten, Gebäuden im Erdbebenfall verantwortlich.

Um fundierte Berechnungsmodelle für dynamisch beanspruchte Holz-Massivbauten in Brettsperrholz entwickeln zu können, sind erdbebenbezogene Versuche derzeit unumgänglich. Aufgrund der hohen Kosten eines realitätsnahen „Shaking-table“ - Versuchs bedienen sich Forschungseinrichtungen häufig anderer Prüfmethode um die erforderlichen Berechnungsparameter zu erhalten. Diese wurden in der vorliegenden Masterarbeit angeführt und detailliert beschrieben.

Um publizierte Prüfergebnisse vergleichen zu können, müssen diese auf Basis von vergleichbaren Prüfnormen bzw. im Idealfall einer Prüfnorm durchgeführt werden. Wie in dieser Arbeit jedoch gezeigt werden konnte, ist ein diesbezügliches einheitliches Regelwerk derzeit nicht existent. Die ausgearbeiteten Prüfvorschriften unterscheiden sich in einigen Teilbereichen sogar gravierend.

Eine Aussage, welche Vorschrift die „Bessere“ oder „Korrektere“ ist, erlaubt der momentanen Stand der Wissenschaft aber nicht. Dafür liegen noch zu wenige, vor allem vergleichende Prüfergebnisse vor. Diesen Umstand zu beheben wird die Aufgabe der nächsten Jahre sein.

Ein Schritt in diese Richtung wird dazu am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz unternommen. Derzeit sind Versuche mit einzelnen Verbindungsmitteln, Wänden und – im Rahmen des EU-Projekts „SERIES“ – eines dreistöckigen Gebäudes im Maßstab 1:1 auf einem „Shaking-table“ in Planung. Erste Vorversuche mit Verbindungsmitteln wurden diesbezüglich bereits durchgeführt (siehe Abb. 1).

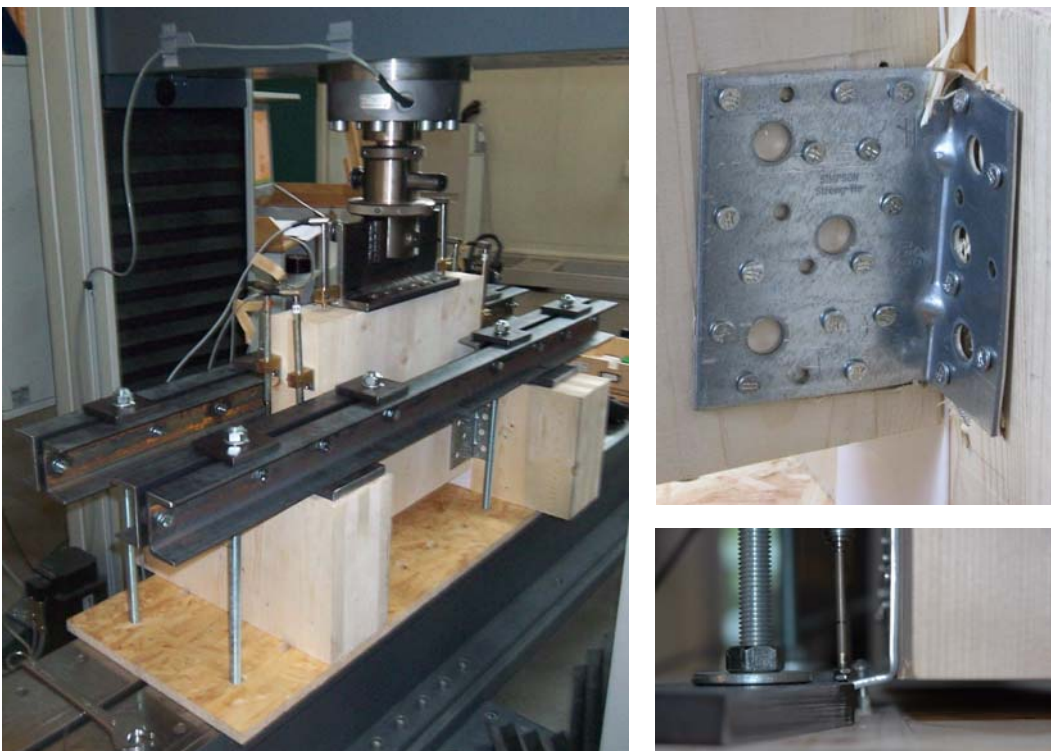


Abb. 1 monotone Vorversuche am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz:
links und rechts oben: Schubversuch einer Winkelverbindung
rechts unten: Zugversuch einer Winkelverbindung

Eine Kooperation außerhalb des Projektes „SERIES“, besteht mit der Universität Trient (Italien) und der Forschungseinrichtung IVALLSA (San Michele, Italien).

Im Zuge der geplanten Forschungstätigkeit sind auch vergleichende Prüfungen mit unterschiedlichen Prüfvorschriften vorgesehen.

Literaturverzeichnis

1 Normen

- [1] ÖNORM EN 1998-1:2005-06-01
Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
- [2] ÖNORM EN 1990:2003-03-01
Grundlagen der Tragwerksplanung
- [3] ÖNORM EN 1995-1-1:2009-07
Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [4] ÖNORM EN 12512:2005-12-01
Holzbauwerke - Prüfverfahren - Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln (konsolidierte Fassung)
- [5] ISO 21581:2010-06-15
Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls.
- [6] ISO 16670:2003
Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - Quasi-static reversed-cyclic test method
- [7] EN 26891:1991
Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983)
- [8] ÖNORM EN 594:1995
Holzbauwerke - Prüfverfahren - Wandscheiben-Tragfähigkeit und -Steifigkeit von Wänden in Holztafelbauart

2 Bücher/Dissertationen/Diplomarbeiten

- [9] Mehlhorn, G.; et. al.
Der Ingenieurbau | Grundwissen | Tragwerkszuverlässigkeit | Einwirkungen
Ernst&Sohn, ISBN: 3-433-01574-0
- [10] Schwanke, K.; et. al.
Naturkatastrophen
Springer, ISBN: 978-3-540-88684-6
- [11] Studer, J. A.; Laue, J.; Koller, M. G.
Bodendynamik | Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze
Springer, ISBN: 978-3-540-29624-9
- [12] Flesch, R.; Pacht, H.
Baudynamik praxisgerecht | Band 1 | Berechnungsgrundlagen
Bauverlag GmbH, ISBN: 3-7625-3010-6
- [13] Meskouris, K.; et. al.
Bauwerke und Erdbeben | Grundlagen – Anwendung – Beispiele
2. Auflage, 2007
Friedr. Vieweg & Sohn Verlag, ISBN: 978-3-8348-0146-3
- [14] Schickhofer, G.; et. al.
BSPHandbuch | Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz
2. Auflage, 2010
Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN: 978-3-85125-109-8
- [15] Chopra, A. K.
Dynamics of Structures | Theory and Applications to Earthquake Engineering
Third Edition, 2007
Pearson Prentice Hall, ISBN: 0-13-156174-X
- [16] Blaß, H. J.; Görlacher, R.; Steck, G.
STEP 1 | Holzbauwerke nach Eurocode 5 | Bemessung und Baustoffe
Fachverlag Holz, ISBN: 0446-2114
- [17] Okrusch, M.; Matthes, S.
Mineralogie - Eine Einführung in die spezielle Mineralogie, Petrologie und
Lagerstättenkunde
7. Auflage, 2005
Springer, ISBN: 978-3-540-23812-6

- [18] Thiele, K.
Pseudodynamische Versuche an Tragwerken mit großen Steifigkeitsänderungen und mehreren Freiheitsgraden
Dissertation, ETH Zürich
- [19] Krämer, V.
Trag- und Verformungsverhalten genagelter Brettstapelelemente unter Querlast
Dissertation, Universität Karlsruhe, 2003
- [20] Stewart, W.G.
The seismic design of plywood sheathed shear walls
Ph.D. thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1987
- [21] Dolan, J.D.
The dynamic response of timber shear walls
Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 1989
- [22] Battisti, V.
Faltwerke aus Brettsperrholz
Diplomarbeit, TU Graz, 2009

3 Berichte/Skripten

- [23] Ceccotti, A.
„Which seismic behaviour factor for multi-storey buildings made of cross-laminated wooden panels?“
CIB-W18/39-15-4
- [24] Blaß, H.J.; et. al.
Timber structures in seismic regions
RILEM State-of-the-art Report
RILEM TECHNICAL COMMITTEES, 109-TSA: BEHAVIOUR OF TIMBER STRUCTURES UNDER SEISMIC ACTIONS
Materials and Structures 1994, 27, p.157 ÷ 184
- [25] Chopra, A. K.; EERI, M.; Goel, R. K.
Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra Versus Elastic Design Spectra
- [26] Sandhaas, C.
Projekt SOFIE – Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM
Grazer Holzbaufachtagung 2006

- [27] Ceccotti, A.
New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case
Structural Engineering International, Vol. 18, Nr. 2, p. 156 ÷ 165, 2008
- [28] Krawinkler, H.; et. al.
Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures
CUREE Publication No. W-02
Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University
- [29] Applied Technology Council (1992), ATC-24
„Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures“
- [30] Yamaguchi, N.; et. al.
Seismic performance of nailed wood-frame shear walls
Paper WCTE 2000
- [31] Peer, H.; et. al.
Semi-rigid timber joints – Structural behaviour, modelling and new technologies
Cost C1, Final Report of Working Group „Timber Joints“
- [32] Van de Kuilen, J. W. G.
Creep of timber joints
COST-E24, Florenz, Italien, Mai 2004
- [33] Sägesser, R.; Mayer-Rosa, D.
„Erdbebengefährdung in der Schweiz“
Schweizerische Bauzeitung, 96 Jg. Heft 7, p. 107 ÷ 123, 1978
- [34] Foschi, R.O.
Load-Slip Characteristics of Nails
Wood Science, Vol. 7, Nr. 1, p. 69 ÷ 76, Juli 1974
- [35] Ceccotti, A.; Vignoli, A.
A hysteretic behavioural model for semi-rigid joints
European Earthquake Engineering, Vol. 3, Nr. 3, p. 3 ÷ 9, 1989
- [36] Kivell, B.T.; Moss, P.J.; Carr, A.J.
Hysteretic modelling of moment resisting nailed timber joints
Bull. New Zeal. Nat. Soc. Earthquake Engineering 14(4), p. 233 ÷ 245, 1981
- [37] Ceccotti, A.; Vignoli, A.
Engineered timber structures: An evaluation of their seismic behaviour
Proceedings of the 1990 International Timber Engineering Conference
Tokyo, Japan, p. 946 ÷ 953, 1990

- [38] Branco, J.; et. al.
Modelling of timber joints in traditional structures
International Workshop on „Earthquake Engineering on Timber Structures“
Coimbra, Portugal, November, 2006
- [39] Karacabeyli, E.; Ceccotti, A.
Quasi-Static Reversed-Cyclic Testing of Nailed Joints
CIB-W18/29-7-7, Meeting twenty-nine, Bordeaux, France, August 1996
- [40] Ying, H. et. al.
Finite-Element Model for Nailed Wood Joints under Reversed Cyclic Load
Journal of Structural Engineering, Vol. 124, Nr. 1, p. 96 ÷ 103, 1998
- [41] Schickhofer, G.
Holzbau, Teil A | Der Roh- und Werkstoff Holz
Version 1.2, WS 2006/2007
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz
- [42] Schickhofer, G.
Holzbau, Teil B | Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz
Version 1.2, WS 2005/2006
Skriptum, Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz
- [43] Beer, G.
Baudynamik und Erdbeben II, WS 2008/2009
Skriptum, Institut für Baustatik, TU Graz
- [44] Greiner, R.; Unterweger, H.
Stahlbau, 2007
Skriptum, Institut für Stahlbau und Flächentragwerke, TU Graz

4 Internet

- [45] http://www.geologie.ac.at/RockyAustria/ewiger_fels.htm | 23.05.2010
- [46] <http://www.yorku.ca/esse/veo/earth/sub1-10.htm> | 23.05.2010
- [47] http://www.geophys.uni-stuttgart.de/oldwww/seismometry/seismo_html/seismographen.htm | 23.05.2010
- [48] <http://www.gfz-potsdam.de> | 23.05.2010
- [49] <http://www.geophysik.uni-muenchen.de/observatory/seismology/seismogram-examples?id=081005&year=2005> | 22.03.2010
- [50] <http://earthquake.usgs.gov> | 22.03.2010

- [51] <http://www.scinexx.de/redaktion/focus/bild5/chinaerfindungen3g.jpg>
| 23.03.2010
- [52] <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/de/6/62/Sts2.jpg> | 24.03.2010
- [53] http://www.sofieveritas.com/upload/images/rsz__rom1887.jpg
| 16.08.2010
- [54] <http://www.encyclo.co.uk/define/Quasi%20Static> | 01.09.2010

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | D – Diplomarbeiten

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl