

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



Erdbebensicherung von Geschößwohnbauten aus Betonfertigteilen

Diplomarbeit

vorgelegt von
Marius Johannik

Institut für E206 - Institut für Hochbau und Technologie
Fakultät Fakultät für Bauingenieurwesen
TU Wien

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch

Betreuer: Univ.Ass. Dipl.-Ing. Michael Höflinger

Marius Johannik
Matrikelnummer: 0426907
Kluckygasse 3/7
1200 Wien

Erklärung der Urheberschaft

Ich erkläre hiermit an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit ohne Hilfe Dritter und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe; die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form in keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch noch nicht veröffentlicht.

Ort, Datum

Unterschrift

Zusammenfassung

Die Erdbebensicherung von Geschosswohnbauten aus Betonfertigteilen setzt sich aus den Inhalten von drei Fachgebieten zusammen: dem Geschosswohnbau, der Betonfertigteil-technologie und dem Erdbebeningenieurwesen.

Die Ausführungen in dieser Arbeit beziehen sich speziell auf Neubauten an Standorten niedriger bis mittlerer Seismizität in Österreich und auf die Anwendung der - seit Einführung im Frühjahr 2009 - gültigen Normenreihe der Eurocodes.

Motivation für die Erdbebensicherung von Geschosswohnbauten

Obwohl Erdbeben in Österreich von der Bevölkerung selten wahrgenommen werden, kommt es jährlich zu einer Vielzahl von Beben, die potentiell Gebäudeschädigungen hervorrufen können. Auch Starkbebenereignisse sind in Österreich nicht auszuschließen, wie das Beben in Friaul (1976) gezeigt hat.

Erdbeben verursachen dynamische Kräfte die zu komplexen Beanspruchungen der Tragwerke führen. Vorgefertigte Geschosswohnbauten werden meist in der Großtafelbauweise errichtet, bei der großformatige Wände das dominierende Tragelement darstellen. Bei solchen Tragwerken wird die Erfassung der Beanspruchungen im Erdbebenfall durch die inhomogene Bauweise zusätzlich erschwert.

Die Erdbebensicherung von Bauwerken verfolgt folgende Ziele:

- Personenschutz,
- Sach- und Objektschutz,
- Schadensbegrenzung,
- Versicherbarkeit.

Die Starkbebenereignisse der letzten beiden Jahren (2010, 2011) in Japan, Haiti, Neuseeland und der Türkei zeigen das Schadensausmaß, das durch Erdbeben entstehen kann. Sie unterstreichen die Bedeutung Maßnahmen für die Erdbebensicherheit zu ergreifen.

Problemstellung und Zielsetzungen dieser Arbeit

Die heutigen Geschoßwohnbauten weisen zunehmend komplexe Erscheinungsformen auf um den Ansprüchen flexibler Wohnformen zu gewährleisten. Die Errichtung solcher Bauwerke in Fertigteilbauweise wird dadurch erschwert. Besonders schwierig gestaltet sich die Sicherung gegen Erdbeben, da die notwendige Regelmäßigkeit in der Tragstruktur nicht mehr gegeben ist.

Die Aussteifung von Geschoßwohnbauten in der Großtafelbauweise erfolgt durch Tragwände, die durch die Deckenscheiben miteinander gekoppelt werden.

Die Hauptaufgabe ist daher Tragwände auszubilden und diese, unter Berücksichtigung der Kraftübertragung über die Fugen zwischen Fertigteilelemente, erdbebensicher zu bemessen.

Eine Verschärfung der Anforderungen an die Erdbebensicherung von Hochbauten ist mit der Einführung des Eurocode 8 im Frühjahr 2009 in Kraft getreten.

Bei simplen Gebäuden können vereinfachte Berechnungsverfahren angewandt werden. Bei zunehmender Komplexität wird die Bemessung der tragenden Bauteile erschwert. Für die Dimensionierung unter dynamisch-wechselnden Einwirkungen ist es notwendig geeignete Methoden anzuwenden, die besondere Anforderungen der Fertigteilbauweise berücksichtigen.

Die Arbeit geht zuerst auf den fertigteilgerechten und erdbebensicheren Entwurf von Geschoßwohnbauten ein und liefert anschließend eine Vorstellung der aktuellen Bemessungsmethoden.

Einteilung

Die Arbeit wird in vier Hauptkapitel unterteilt:

- Geschoßwohnbauten aus Betonfertigteilen
- Erdbebensicherer Entwurf von Aussteifungssystemen
- Seismische Einwirkungen nach Eurocode 8
- Dynamische Berechnung von Geschoßwohnbauten
- Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

Im Anschluss an die Kapitel Berechnung und Bemessung werden die Ausführungen an einem fiktiven Beispielgebäude erläutert.

Abstract

This work is a composition of three topics: construction of dwelling houses, precast concrete technology and earthquake engineering.

The explanations are referring to dwelling houses exposed to low and medium seismic regions in Austria and on the application of the Eurocodes, which were introduced in spring 2009.

Motivation for seismic design of precast concrete buildings

Earthquakes in Austria are rarely noticed by population. Nevertheless hundreds of earthquakes occur and even large seismic hazards cannot be excluded.

Earthquakes cause dynamic forces that activate complex mechanisms inside the bearing structures of houses. In case of precast concrete elements, horizontal bearing structures are built with linked wallsystems. For such systems it is difficult to determine the seismic behavior because of the lack of continuity due to the connections between the walls.

The purpose of earthquake engineering is to

- safe life,
- prevent collapse,
- reduce hazards,
- enable assurability of buildings.

Recent earthquakes in Japan, Haiti, New Zealand and lately in Turkey this year (2011) showed the damage caused from seismic hazard.

Problem Statement

Modern buildings are designed to offer flexible living standard. Thatfore structures become increasingly complex and this way conflict with the demands of precast concrete constructions and seismic design is complicated.

The bearing structures of multi-story houses with precast concrete elements manly consist of shear walls which are linked through stiff slabs. A major task is to design these wallstructures and earthquake resistant joint-systems.

A focus of this work is on interpreting the newly introduced building standard Eurocode 8 which increased the demand on seismic behavior and stability of buildings.

At first this work describes earthquake-resistant concepts for precast concrete buildings. Following the design of the bearing walls and joint systems are shown.

Structure

This work is structured in

- precast concrete dwelling houses
- seismic resistant bearing systems for dwelling houses
- defining seismic loads
- computation methods for calculating and evaluating stresses in bearing elements
- design of bearing walls

The computation and design of bearing walls are illustrated by a self-constructed example.

Stand der Technik

Der aktuelle Erkenntnisstand wird zunächst für die drei Fachgebiete dieser Arbeit - Geschosßwohnbau, Betonfertigteiltechnologie und Erdbebeningenieurwesen - getrennt angeführt.

Geschosßwohnbau

Standardwerke für den Entwurf von Hochbauten liefert Neufert[13] und die Tabellenwerke von Schneider [25].

Die eingesetzten Tragelemente werden übersichtlich in der Buchreihe Baukonstruktionen [4] dargestellt.

Betonfertigteiltechnologie

Der Betonbau wird seit dem 19. Jahrhundert intensiv erforscht und in unzähliger Literatur beschrieben. Für diese Arbeit wurden die theoretische Grundlagen aus den Ausführungen in [48] bzw. [49] herangezogen.

Die Herstellung und Verarbeitung von Betonfertigteilen wird in [35] und [22] behandelt. Die neuesten Entwicklungen im Stahlbetonbau und auf dem Gebiet der Fertigteiltechnologie werden in internationalen Fachzeitschriften vorgestellt, siehe beispielsweise [26], [1], [29].

Erdbebeningenieurwesen

Die seismologischen Grundlagen der Plattentektonik und Wellenausbreitung im Untergrund werden in den Werken von Bolt [2] und Meskouris [27] behandelt.

Das dynamische Verhalten von Tragwerken und die Methoden zur Berechnung werden in [24], [21] und [8] eingehend beschrieben.

Die Methoden zur Berechnung von Bauwerken unter seismischer Erregung sind vor allem das Vereinfachte und das Modale Antwortspektrenverfahren. Seltener, vorwiegend bei Nachweisen bestehender Gebäude, wird die statische Pushover-Methode angewandt.

Die Untersuchungen von Bachmann et al. des Erdbebeningenieurwesens stellen das Bindeglied zwischen der Baudynamik und dem Betonbau dar. Die Untersuchungen der Tragelemente des Stahlbetonbaus in [23] und [3] zählen zu den Grundlagen dieser Arbeit.

Die Bemessungsgrundlage der Bauteile liefert ÖNORM EN 1992-1 (Eurocode 2 - Teil 1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken) und die ÖNORM EN 1998 (Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben) [33] und die für österreich gültigen Nationale Anhangsdokument ÖNORM B 1992 [31], bzw. ÖNORM B 1998 [34].

Der Eurocode 8 besteht aus fünf Teilen, wobei für diese Arbeit Teil 1 (Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten) herangezogen wird.

Im Betonkallender 2008 - Teil 2 wird die Anwendung des Eurocode 8 für Hochbauten aus Stahlbeton detailliert beschrieben (siehe [8], [27], [47]). Ein ausführliches Berechnungsbeispiel eines Gebäudes in Stahlbetonbauweise wird in [36] gegeben.

Forschungsprojekte

Auf Internet-Seiten können internationale Projekte zur Erforschung des seismischen Verhaltens von Tragstrukturen aus Betonfertigteilen gefunden werden. Die Forschungsergebnisse konnten allerdings in keiner Literatur wiedergefunden werden.

Die europäischen Forschungsprojekte *SAFECAST* und *PRECAST* am *European Laboratory for Structural Assessment* (ELSA) haben sich mit der Thematik der Erdbebenbeanspruchung von Betonfertigteilen auseinandergesetzt [15]. Wesentliche Punkte des Projektes waren

- der Einfluss der Verbindungen auf die seismische Bauwerksantwort
- Experimentelle dynamische Untersuchungen
- Vorschläge für numerische Berechnungen

In den Unterlagen zu den Laborversuche werden *intelligente* Verbindungselementen vorgestellt, die energiedissipierende Mechanismen ausbilden um die Einwirkungen auf die Bauteile zu verringern. Deren Anwendung und Dimensionen sind allerdings weitgehend auf Rahmentragwerke des Industriebaus ausgelegt. Für die im Geschoßwohnbau dominierte Wandbauweise können diese Systeme nicht übernommen werden.

Amerikanischen Institute haben ebenfalls Nachforschungen auf diesem Gebiet getätigt. Das Verhalten von Tragwänden aus Fertigteilen für den Geschoßwohnbau behandeln die Berichte des ATC-8: *Design of prefabricated concrete buildings for Earthquake Loads*, siehe [10], und die Arbeit von Clough *Design of Connections for Precast Prestressed Concrete Buildings for the effects of Earthquakes*, siehe [9].

Inhaltsverzeichnis

1	Geschoßwohnbauten aus Betonfertigteilen	1
1.1	Einleitung	2
1.2	Erscheinungsformen	4
1.3	Bauformen	5
1.3.1	Tragwerke von Geschoßwohnbauten	6
1.3.2	Großtafelbauweise	8
1.3.3	Zusammenwirken der Wände und Decken	9
1.3.4	Anordnung von Dehnfugen	11
1.4	Fertigteile im Geschoßwohnbau	13
1.4.1	Voll- und Halbfertigteile	14
1.4.2	Fertigteilelemente	15
1.5	Verbindungen	18
1.5.1	Horizontale Fugen	18
1.5.2	Vertikale Fugen	19
1.5.3	Zugverbindungen	21
1.5.4	Direkte und Indirekte Stöße	23
1.6	Transport und Montage	25
2	Aussteifungssysteme der Großtafelbauweise	27
2.1	Gebäudeaussteifung	28
2.1.1	Duktilität	29
2.1.2	Tragwerksredundanz	30
2.2	Definition des Aussteifungssystems	31
2.2.1	Fehler-Möglichkeits- und Einfluss-Analyse	31
2.2.2	Progressiver Kollaps von Bauwerken	31
2.2.3	Wandgeometrie	33
2.2.4	Regelmäßigkeit im Grundriss	34
2.2.5	Regelmäßigkeit im Aufriss	37
2.2.6	Öffnungen in Wandscheiben	39
2.2.7	Vordimensionierung der Aussteifungssysteme	40
3	Seismische Einwirkungen	41
3.1	Erdbebenmechanismen	42
3.2	Physikalische Kenngrößen	45

Inhaltsverzeichnis

3.3	Elastische Antwortspektren	46
3.4	Bemessungsspektrum	47
3.4.1	Klassifizierung des Untergrundes	50
3.4.2	Erdbebenzonen	52
3.4.3	Kombination von Beanspruchungen	52
3.4.4	Bedeutungskategorie	52
3.4.5	Schadensfolgeklassen	53
3.5	Bemessungsspektrum nach Eurocode 8	54
3.6	Einwirkungen	55
4	Dynamische Berechnung von Geschoßwohnbauten	57
4.1	Grundlagen der Baudynamik	57
4.1.1	Die Bewegungsgleichung	57
4.1.1.1	Dämpfung von Tragwerken	59
4.1.1.2	Belastung durch Bodenbeschleunigung	61
4.1.2	Linearelastischer Mehrmassenschwinger	62
4.1.2.1	Modale Analyse	63
4.2	Berechnungsmethoden	65
4.2.1	Wahl der Berechnungsmethode	65
4.2.2	Duktilitätsklassen	66
4.2.3	Werkstoffgesetze	67
4.2.4	Nichtlineare Berechnungen	70
4.3	Modellierung	71
4.4	Eigenformen und Eigenfrequenzen	73
4.4.1	Abschätzung der Grundfrequenz	73
4.4.2	Exakte Berechnung der Eigenfrequenzen	75
4.5	Lastaufstellung	76
4.5.1	Erdbebenlasten	76
4.5.2	Weitere Lastfälle	77
4.5.3	Lastkombinationen	77
4.6	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren	78
4.6.1	Ermittlung der Horizontalkräfte	78
4.6.2	Tabellarische Ermittlung der Horizontalkräfte nach dem Vereinfachten Antwortspektrenverfahren	81
4.7	Multimodales Antwortspektrenverfahren	83
4.7.1	Merkmale des Multimodalen Antwortspektrenverfahrens	83
4.7.2	Praktische Vorgangsweise bei der Berechnung	86
4.7.3	Anwendung des Antwortspektrenverfahrens bei Fertigteilbauten	89
4.8	Push-Over Analyse	90
4.9	Beispiel: 7-stöckiges Wohnhaus	93
4.9.1	Beschreibung	93
4.9.2	Erdbebenlasten	94

Inhaltsverzeichnis

4.9.3	Lastaufteilung	99
4.9.4	Schnittgrößenermittlung	101
5	Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen	105
5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	105
5.1.1	Nachweiskonzept	107
5.1.2	Festigkeiten der Tragelemente	108
5.2	Bemessung von Tragwänden	109
5.2.1	Geometrie der Wände	109
5.2.2	Bemessung großer leicht bewehrter Tragwände	110
5.2.3	Kapazitätsbemessung schlanker, duktiler Tragwände	112
5.2.4	Regeln für Betonfertigteile nach Eurocode 8	117
5.3	Bemessung der Verbindungen	119
5.3.1	Zugverankerung auf Gründungsniveau	120
5.3.2	vertikale Zugverbindungen	120
5.3.3	Horizontale Schubverbindungen	124
5.3.4	vertikale Schubverbindungen	125
5.3.5	Verbindung zu <i>nichttragenden</i> Bauteilen	126
5.4	Beispiel: Auslegung einer Tragwand nach der Kapazitätsbemessung	127
6	Schlussfolgerungen und Ausblick	137
	Tabellenverzeichnis	XV
	Abbildungsverzeichnis	XVII
	Literaturverzeichnis	XXI

Kapitel 1

Geschoßwohnbauten aus Betonfertigteilen

1.1 Einleitung

Die Wohnbauten aus Fertigteilen haben sich in den 1950er- und 60er Jahren rasant entwickelt. Nach dem zweiten Weltkrieg gab es einen hohen Bedarf an neuen Wohnungen. Durch die rationelle Bauweise durch den Einsatz von vorgefertigten Elementen konnte dieser effektiv gedeckt werden. Es entstanden, meist am Stadtrand, ausgedehnte Anlagen, die als *Plattenbauten* bezeichnet werden. Architektur und Bautechnik waren auf raschen Baufortschritt ausgelegt, welche durch Systematisierung und Vorproduktion erreicht wurde.

Plattenbauten zeichnen sich jedoch durch monotone Erscheinungsbilder aus, die heutzutage nur mehr wenig Ansehen genießen.

Der Geschoßwohnbau hat sich in den vergangenen Jahrzehnten vielseitig weiterentwickelt. Aktuelle Projekte in Österreich zeichnen sich durch die Forderung einer funktionalen Anpassungsfähigkeit aus, die flexible Wohnformen ermöglichen soll. Die Ansprüche der modernen Architektur führt zu Bauwerken mit Gestaltungselementen zunehmender Komplexität, die der Monotonie des Plattenbaus entgegen sollen (siehe Abbildung 1.2).

Bei Bauwerken aus Betonfertigteilen ist die Realisierung komplexer Tragsysteme nur begrenzt möglich. Der Einsatz von Fertigteilen zielt auch heute noch auf eine rasche, vereinfachte und vor allem kostengünstige Herstellung ab. Beim Entwurf von Geschoßwohnbauten aus Betonfertigteilen gilt es daher die Vorzüge dieser Bauweise zu nützen. Dies erfordert einen fertigteilgerechten Entwurf, der im Allgemeinen ein hohes Maß an Regelmäßigkeit erfordert.

Entwurfsregeln lassen sich nur schwer für alle Bauwerke geltend festlegen. Sie hängen von der Erscheinungsform, der Bauform und den Tragelementen ab. Die Schwierigkeit liegt darin, dass mit zunehmender Flexibilität und Unregelmäßigkeit, die Errichtung mit Fertigteilen erschwert wird.

Ein wesentliches Element der Tragstruktur ist die Gebäudeaussteifung. Diese dient dazu, horizontale Beanspruchungen sicher in den Baugrund abzuleiten. Die maßgebenden Beanspruchungen treten dabei im Erdbebenfall auf. Die Erdbebensicherung ist bei der Bemessung von maßgebender Bedeutung.

In Folge werden zuerst die üblichen Bauformen von Geschoßwohnbauten und dabei eingesetzte Betonfertigteilelemente vorgestellt. Anschließend folgt die Definition der Aussteifungssysteme mit Entwurfsregeln für die Erdbebensicherung von Fertigteiltragwerken.



Abbildung 1.1: Plattenbau in Jena [16]



Abbildung 1.2: Moderner Geschößwohnbau in Fertigteilbauweise [40]

1.2 Erscheinungsformen

Die heutigen Wohnbauten weisen unterschiedliche Grundrisskonzepte und Aufrisse auf. Dennoch lassen sich Erscheinungs- und Bauformen in groben Zügen charakterisieren.

Für Wohnbauten kommen folgende Erscheinungsformen in Frage (siehe Abbildung 1.3):

- a) Punkthausbebauung
- b) Scheibehausbebauung
- c) Blockbebauung
- d) Zeilenbebauung
- e) Großformbebauung

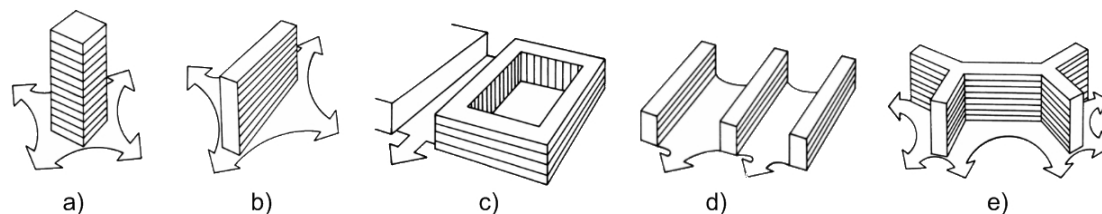


Abbildung 1.3: Erscheinungsformen von Geschößwohnbauten [13])

Wesentliche Merkmale eines Wohnbaus sind in erster Linie die Abmessungen der Gebäudehülle (Länge, Breite und Höhe), die Anzahl der Geschöße und die Grundrisse der einzelnen Geschöße.

Die Grundrissform wird durch die Nutzung des Gebäudes bestimmt. Aus architektonischer Sicht werden Geschößwohnbauten aufgrund ihrer Erschließung unterschieden (siehe Pfeile in Abbildung 1.3). Aus der Wahl der Erschließung und der Trennung der Wohneinheiten leitet sich die Anordnung der tragenden Wände ab.

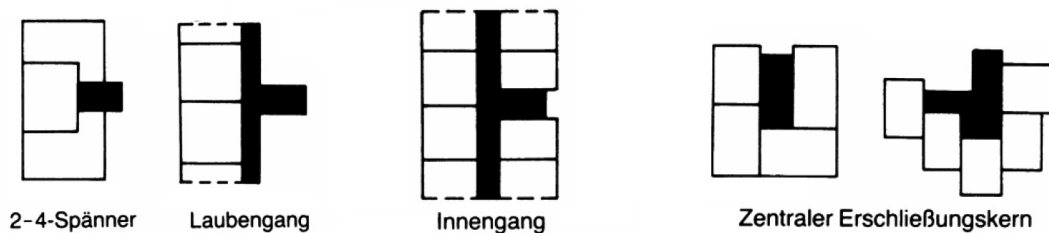


Abbildung 1.4: Verschiedene Formen der Erschließung, aus [13]

1.3 Bauformen

Aus den unterschiedlichen architektonischen Konzepten der Raumtrennung und Erschließung, lassen sich typische Bauformen ableiten.

Nach der Anordnung der Wände, können zwischen Längs- und Querwänden und zu Zellen formierten Wandgruppen unterschieden werden. Die in Folge vorgestellten Tragwerke des Massivbaus finden vorwiegend für den Wohnhausbau, Hotelbau oder Spitalbau Anwendung [4].

a) Längswandbauweise

Die Längswandbauweise zeichnet sich durch langgestreckte Grundrisse aus, mit durchgängigen innen- oder außenliegenden Wänden. Diese Längswände werden durch kurze Querschotten aus deren Ebene gehalten.

b) Schottenbauweise

Bei der Schottenbauweise stellen Querwände die primären Tragsysteme dar. Die Abstände werden durch die Deckenspannweiten bestimmt. Letztere sind durch die wirtschaftliche Wahl der Deckensysteme und -dimensionen bestimmt. Die Querwände werden als Schotten bezeichnet. Deren Aussteifung erfolgt durch Längswände, die meist im Gebäudeinneren angeordnet werden. Dadurch können Fassadensysteme gewählt werden, die keine Tragfunktion anderer Bauteile übernehmen müssen.

c) Scheiben- und Zellenbauweise

Als Kombination der beiden erstgenannten Bauformen können Wände als Wandscheiben ausgebildet werden. Deren Anordnung müssen nicht durch vordefinierte Abstände (z.B. durch das Deckensystem) bestimmt sein. Durch die vielfältigen Möglichkeiten lassen sich architektonisch anspruchsvolle Grund- und Aufrisse realisieren. Einschränkungen sind durch die verwendeten Materialien, deren Festigkeiten und der Abmessungen der Tragelemente gegeben. Die Horizontalaussteifung erfolgt durch Rahmenwirkung der Wände und Decken, Ausbildung von Wandscheiben sowie gegenseitiger Abstützung. Diese

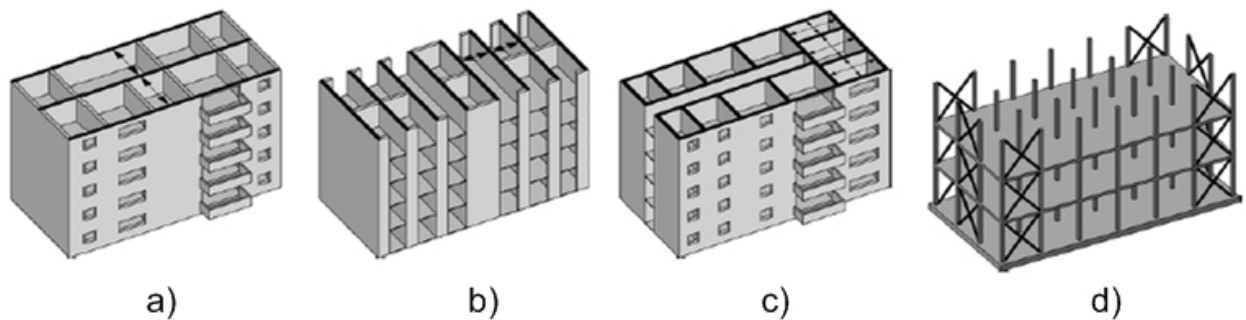


Abbildung 1.5: Bauformen im Massivbau ; a) Längswandbauweise, b) Schottenbauweise, c) Zellenbauweise, d) Skelettbau [4]

Bauweise macht die Aussteifung hinsichtlich Erdbebensicherheit zu einer schwierigen Aufgabe.

Bei der Zellenbauweise werden die Wände systematisch zu Zellen formiert, deren Aussteifung *in sich* funktioniert. Diese Zellen werden an- und aufeinander geschichtet, sodass sich ein stabiles und steifes Gesamtsystem ausbildet.

d) Skelettbau

Beim Skelettbau werden Stützen und Träger als primäres Tragelement für Vertikallasten herangezogen. Die Stützen werden im Raster aufgestellt und mit den anschließenden Stürzen und Unterzügen zu Rahmen ausgebildet. Die Ausbildung der Knoten kann durch gelenkige oder biegesteife Rahmenecken erfolgen.

Die Aussteifung des Skeletts erfolgt in der Regel durch Kerne, Auskreuzungen oder Wandscheiben. Ein besonderes Merkmal der Skelettbauweise ist, dass Aussenhülle und Innenausbau in Bezug auf die Tragwirkung getrennt betrachtet werden. Große Bedeutung hat diese Bauweise im Industriebau und im Bürohausbau.

1.3.1 Tragwerke von Geschößwohnbauten

Gebäude bestehen aus tragenden und nichttragenden Bauteilen. Die tragenden Bauteile werden durch kraftschlüssige Verbindungen zum Tragwerk zusammengeschlossen. Im Eurocode 8 werden folgende Arten von Tragwerken angeführt:

- Rahmensysteme
- Mischsysteme (Rahmen oder Wände überwiegen)
- duktile Wandsysteme (gekoppelt oder ungekoppelt)

Kapitel 1 Geschoßwohnbauten aus Betonfertigteilen

- Systeme aus großen leicht bewehrten Wänden (gedrungene Wandsysteme)
- Kernsysteme

Mit der Wahl der Bauform ist meistens schon bestimmt welches Tragwerk vorliegt. Bei Geschoßwohnbauten aus Fertigteilen ist dies die *Großtafelbauweise*.

1.3.2 Großtafelbauweise

Der Wohnungsbau zeichnet sich durch eine Bauform aus, die eine Vielzahl an Raumtrennern erfordert. Diese Raumtrenner werden vorwiegend als großformatige Wände errichtet, die auch die tragende Funktion übernehmen. Zur Stabilisierung der Wandbauten wird ein Verschachtelungsprinzip angewendet. Die tragenden Wände werden quer zueinander angeordnet und steifen sich untereinander aus.

Zur erfolgreichen Schachtelwirkung müssen sich auch die Geschößdecken an der Lastabtragung beteiligen. Die Verschachtelung entspricht daher einem *Faltwerk*, das sich aus den tragenden Wänden und den Deckenplatten zusammensetzt [50].

Die Tragwerke werden sowohl orthogonal zu ihrer Ebene als auch in ihrer Ebene beansprucht. Wände und Decken wirken daher gleichzeitig als Platten oder Scheiben.

Im Fertigteilbau wird das Gebäude aus Elementen errichtet. Im Gegensatz zum Ortbetonbau, der *wie aus einem Guss* entsteht, werden die Fertigteile mit Verbindungen hergestellt, die den Kraftschluss für die Lastableitung sicherstellen müssen (siehe Abbildung 1.6).



Abbildung 1.6: Geschößwohnbauten in Großtafelbauweise [42]

1.3.3 Zusammenwirken der Wände und Decken

Der Weg, den eine Last zurücklegt, hängt vom Zusammenschluss und der Anordnung der Bauteile ab. Das Zusammenwirken der Decken und Wände ist in der Großtafelbauweise die wichtigste Form der Lastableitung.

Ableitung der Vertikallasten

Die Lasten aus Eigengewichten, Aufbauten und Nutzung werden vorwiegend über die Geschößdecken aufgenommen. Durch ihre Wirkung als Platten, leiten sie die Lasten auf ihre Lager ab. Die Lagerung der Decken erfolgt durch die vertikalen Bauteile: Wände, Stützen und Träger.

Werden Wände und Stützen im Grundriss regelmäßig angeordnet, und stehen diese geschößweise übereinander, können die Lasten direkt bis zur Gründung geleitet werden (siehe in Abbildung 1.7 Plattenschnittgrößen (links) und in Abbildung 1.8 Bild b)).

Andernfalls müssen die Kräfte durch geeignete Abfangsysteme umgeleitet werden. Solche Fälle treten bei Ausbildung von Scheiben für Auskragungen oder zur Überbrückung großer Öffnungen auf.

Die Gründung im Geschößwohnbau erfolgt fast ausschließlich mit schweren Fundamentplatten. Fundamentplatten können konzentrierte Punkt- oder Linienlasten aufnehmen und diese, dank ihrer Dicke, als gleichmäßige flächige Lasten in den Boden ableiten.

Ableitung der Horizontallasten

Horizontallasten wirken auf unterschiedliche Art auf das Tragwerk ein. Windlasten werden über Angriffsflächen aufgenommen. Erdbebenlasten hingegen entstehen nicht durch äußere Lasten. Sie entstehen durch die Trägheit und der Steifigkeit des Tragwerks, die sich den Bodenbewegungen entgegensetzen.

In beiden Fällen jedoch wird die Horizontalbelastung durch das Aussteifungssystem aufgenommen:

Decken bilden starre Scheiben, welche die Horizontallasten auf die vertikalen Tragelemente verteilen. Die vertikalen Aussteifungselemente tragen die Lasten, unter Biege- und Schubbeanspruchung ab (siehe in Abbildung 1.7 Scheibenschnittgrößen (links) und in Abbildung 1.8 Bild a)).

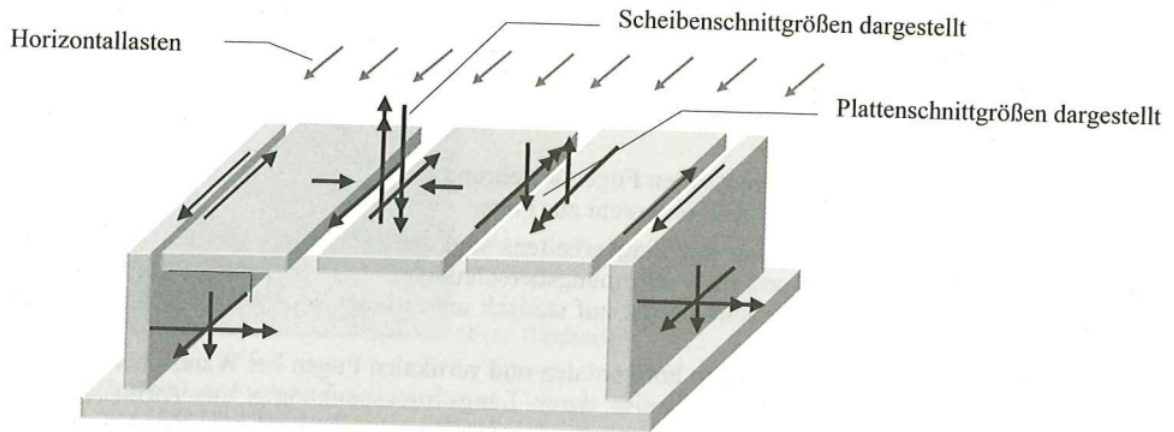


Abbildung 1.7: Tragwirkungen in den Wänden und der Decke [35]

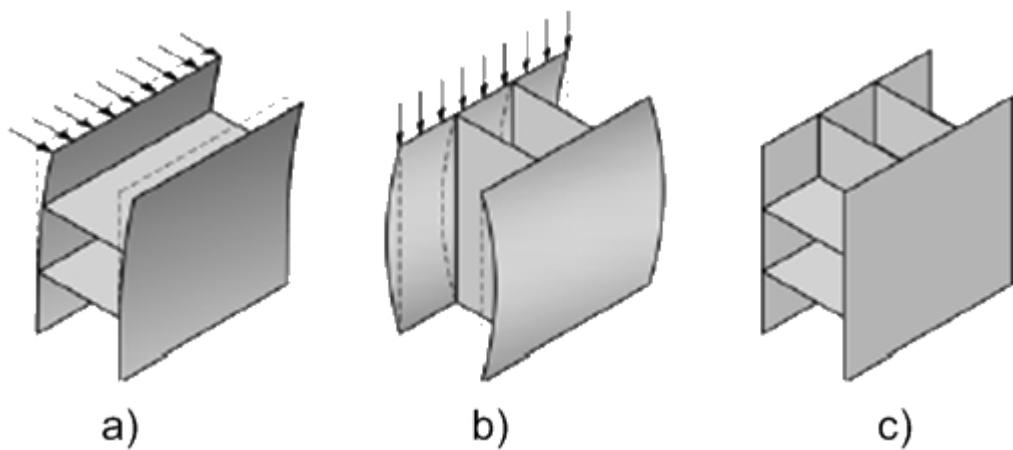


Abbildung 1.8: Zusammenwirken Wand-Decke: a) Horizontallasten, b) Vertikallasten [4]

1.3.4 Anordnung von Dehnfugen

Die Anordnung von Dehnfugen dient zur Einteilung des Bauwerks in unabhängige Gebäudeabschnitte. Die Fugen sind erforderlich um das Tagwerk vor inneren Spannungen zu schützen und Verformungen zu ermöglichen. Im Erdbebenfall müssen die Fugen und die tragenden Bauteile so bemessen sein, dass ein Aneinaderschlagen der Bauteile verhindert wird.

Bei der Fugenausbildung wird in statisch bestimmte und statisch unbestimmt Tragsysteme unterschieden. Mit steigendem Grad der statischen Unbestimmtheit, nehmen auch die Eigenspannungen zu.

Mögliche Ausbildungen von Gebäudefugen sind in Abbildung 1.9 dargestellt.

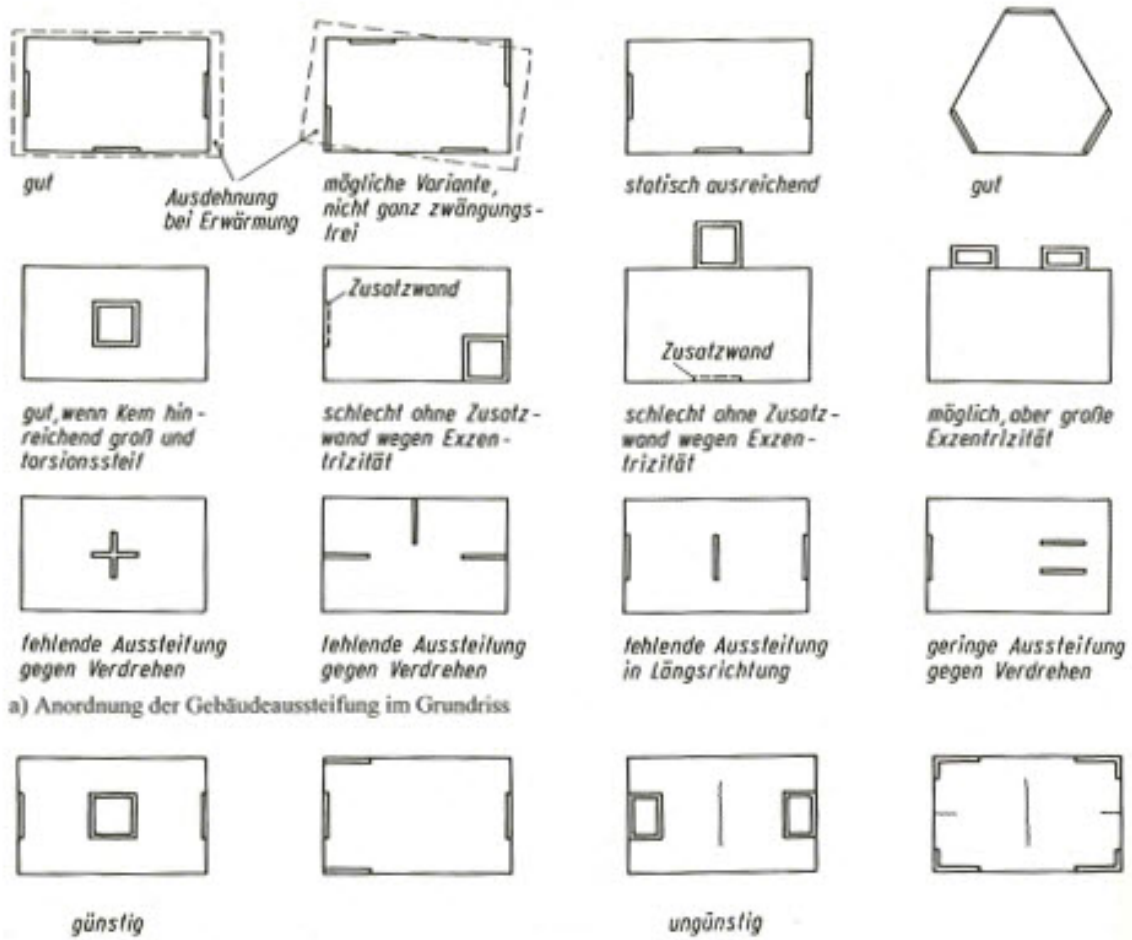


Abb. C-1.3: Grundrissbeispiele von Aussteifungssystemen

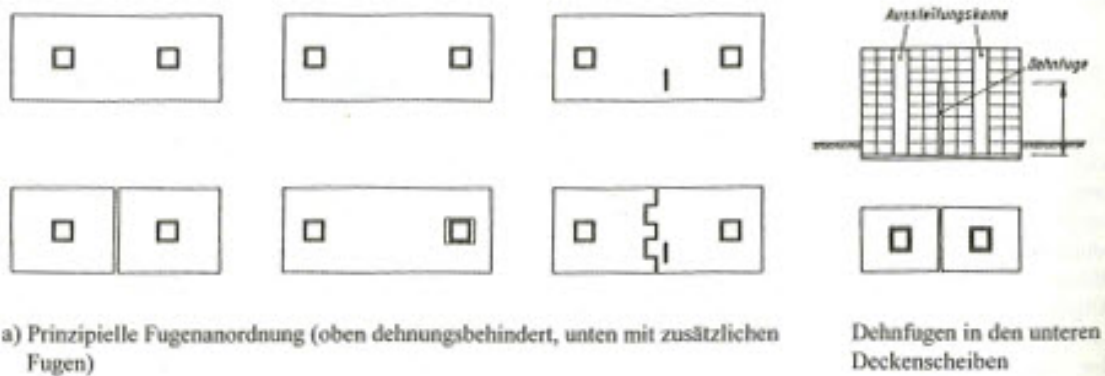


Abbildung 1.9: Anordnung von Fugen [35]

1.4 Fertigteile im Geschößwohnbau

Fertigteile sind in einem Werk vorproduzierte Bauteile, die zur Baustelle transportiert, dort mit Hebezeugen versetzt und durch von Monteuren zusammengeslossen werden. Durch die Werkfertigung entfällt eine typische Eigenschaft des Bauwesens. Bauwerke aus vorgefertigten Elementen müssen nicht unter Witterungseinflüssen an Ort und Stelle errichtet werden.

Bei Bauten aus Fertigteilen besteht der Großteil der Bauleistung aus der Vorproduktion im Werk und dem Transport und Montage der Fertigteile (siehe Abbildung 1.10).



Abbildung 1.10: Produktion, Transport und Montage von Betonfertigteilen [43]

1.4.1 Voll- und Halffertigteile

Großflächige Fertigteile werden liegend auf Kipp- oder Schaltischen hergestellt. Die Bewehrung der Elemente erfolgt häufig durch maschinelle Einlage mittels Roboter.

Vollfertigteile

Vollfertigteile stellen abgeschlossene Bauteile dar. Diese werden in ihrem Endzustand angeliefert und auf der Baustelle nur noch versetzt und montiert. Es sind nur geringfügig Schalungs- und Betonierarbeiten notwendig. Vollfertigteile müssen daher ihren Anforderungen ohne wesentlichen Nacharbeiten entsprechen.

Halffertigteile

Wände oder Deckenplatten aus Halffertigteilen werden erst auf der Baustelle durch weitere Maßnahmen fertig gestellt. Beispiele für Halffertigteile sind Elementdecken oder Hohlwände, die noch mit Beton vor Ort ergänzt werden müssen um das abgeschlossene Bauprodukt zu bilden. Durch den Einsatz von Halffertigteilen können aufwendige Arbeiten, insbesondere das Versetzen und Anpassen von Schalung und Bewehrung, auf der Baustelle eingespart werden.

Fertigungstoleranzen

Bei der Herstellung müssen Maßabweichungen infolge Verformung durch Schwinden und Kriechen vermieden werden. Weitere Maßabweichungen entstehen durch fertigungstechnische Genauigkeitsgrenzen.

In den einschlägigen Normen [22] werden Toleranzen für Fertigteile - in Abhängigkeit von Abmessungen und erforderlicher Passgenauigkeit - angegeben, die sich im Centimeterbereich bewegen (ca. ± 10 mm). Verglichen mit dem Stahlbau, wo Maßstoleranzen in wenigen Millimetern vorgegeben werden, sind Betonfertigteile vergleichsweise ungenaue Bauprodukte.

Die Fertigungstoleranzen müssen in der Berechnung und sollten auch schon im Entwurf berücksichtigt werden. Mit steigender Maßgenauigkeit wachsen die Herstellkosten, weshalb eine wirtschaftliche Betrachtung der zu erzielenden Bauteiltoleranzen sinnvoll ist.

1.4.2 Fertigteilelemente

Fertigdecken

Fertigdecken sind Platten, die im Endzustand angeliefert und eingebaut werden. Es kommen zahlreiche Systeme zur Anwendung. Am häufigsten kommen Hohlplatten, schlaff bewehrt oder vorgespannt, zum Einsatz. Bei der Hohlplatte kann eine Material- und Gewichtersparnis bis zu 40% erzielt werden. Die möglichen Spannweiten betragen bei vorgespannten Decken bis zu 18 m bei 40 cm Höhe, und bei schlaff bewehrten Decken bis zu 7m bei 20 cm Höhe.

Die Elementbreiten betragen zwischen 1,2 m (vorgespannt) und 2,5 m (schlaff bewehrt).

Fertigplatten werden mit einachsiger Tragwirkung und als Einfeldträger ausgebildet. Es ist keine Überhöhung möglich (nur werkseitig), Vorverformungen erschweren die Ausbildung der Stöße.

Zur horizontalen Scheibenwirkung werden Ringanker und Schubverbindung zwischen den Platten (Schubtaschen) vorgesehen.

Bei Versetzung und Einbau ist keine Montageunterstützung erforderlich.

Weitere besondere Ausführungen sind für den Hallenbau Rippenträgerplatten (TT-Platte) oder Trogplatten.

Elementdecken

Die Elementdecken sind heutzutage das weitest verbreitete Deckensystem. Sie werden als Halbfertigteile auf der Baustelle mit Ortbeton ergänzt.

Elementdecken bestehen aus einer 5-7 cm starke Fertigteilplatte - diese wird als *Brett* bezeichnet - mit der erforderlichen werkseitig verlegten unteren Bewehrung in Haupt- und Nebentragrichtung. Aus dem Brett ragen Gitterträger hervor. Der Obergurt der Gitterträger dient als Druckglied für den Transport. Die Diagonalen der Gitterstäbe gewährleisten einen ausreichenden Verbund mit dem Ortbeton. Die Elemente werden auf der Baustelle versetzt und mit der oberen Bewehrung ergänzt. Anschließend folgt die Herstellung der Decke mit Ortbeton.

Im fertigen Zustand entspricht die Tragwirkung einer Elementdecke der einer Vollbetondecke. Der große Vorteil ist, dass keine untere Deckenschalung notwendig ist.

Elementdecken werden an den Stößen mit Stoßbewehrung versehen (ca. 1,3-fache der Querbewehrung im Brett). Mit einer zusätzlichen Bewehrung auf dem Brett wird die Fuge überbrückt und Plattentragwirkung aktiviert. Im Gegensatz zu Fertigdecken, lässt sich eine Durchlaufwirkung mittels oberer Bewehrung herstellen.

Kapitel 1 Geschößwohnbauten aus Betonfertigteilen

Bei der Bemessung der Decken ist zu beachten, dass bei Plattentragwirkung, die Lage der Querbewehrung am Brett berücksichtigt werden muss.

Fertigteilwände

Die Wand zählt zu den typischen Elementen der Großtafelbauweise. Die Einteilung der Wände kann in tragende, nichttragende oder Fassaden-Wände erfolgen. Die wesentlichen Unterschiede zwischen diesen Bauteilen sind Belastung, Konstruktion und Geometrie. Tragende Wände müssen eine Dicke von mindestens 15 cm aufweisen. Die erzielbaren Elementlängen sind durch Produktion und Transport beschränkt.

Die vertikale Lastabtragung erfolgt in Wandebene durch Scheibenwirkung. Horizontal-lasten auf die Wandfläche (Wind, Erddruck) beanspruchen die Wände plattenförmig.

Die Verbindung zwischen den Wänden wird durch die Lage des Stoßes (Innen- oder Außenwand) und der erforderlichen Kraftübertragung bestimmt.

Hohlwände werden als Halbfertigteile auf die Baustelle geliefert. Sie bestehen aus zwei Betonplatten, die bewehrt und mit Gitterträgern miteinander verbunden sind. Der Hohlraum kann auf der Baustelle mit zusätzlicher Bewehrung ausgestattet werden und wird mit Beton gefüllt.

Stützen

Stützen dienen als Haupttragelemente in der Skelettbauweise. Im Geschößwohnbau können sie in der Fassadenebene oder vereinzelt innerhalb des Gebäudes, zur Punktstützung der Decken, eingesetzt werden.

Als Standard für Fertigteile gelten Stützen mit Rechteckquerschnitt. Im Geschößwohnbau werden quadratische Stützen oder runde Stützen angewendet.

Stützen sind hauptsächlich auf vertikalen Lastabtrag zu bemessen. Die Stützenabmessungen können allerdings auch durch den erforderlichen Brandschutz vorgegeben werden. Die Abmessungen von Stützen im Geschößwohnbau betragen zwischen 20 und 40 cm. In aufgelösten Geschoßen, wo (fast) keine Tragwände mehr vorhanden sind, werden überwiegend Stützen in Ortbetonbauweise hergestellt.

Mittels liegender Produktion können rechteckige Stützen in mehrfacher Geschoßhöhe ausgebildet werden. Üblicherweise werden einheitliche Querschnitte in allen Geschoßen, zur Erleichterung für Anschlüsse und Ausbau, gewählt. Es sind für bis zu fünf Geschoßen durchgehende Stützen realisierbar. Der Anschluss von Trägern und Nebentragelementen erfolgt durch Anordnung von Konsolen.

Runde Stützen werden in stehender Schalung produziert. Aufgrund der begrenzt ausführbaren Höhe, sind mehrere Stöße erforderlich. In der Regel beträgt die Stützenhöhe ein bis drei Geschoße. Die Stöße können geschoßweise versetzt angeordnet werden um eine Aussteifung, insbesondere im Montagezustand, zu erreichen.

Kapitel 1 Geschosswohnbauten aus Betonfertigteilen

Runde Stützen können auch als Schleuderbetonstützen mit hohen Festigkeiten erzeugt werden.

Träger und Unterzüge

Für Wohnbauten in Großtafelbauweise spielen Fertigteilträger eine untergeordnete Rolle. Träger werden meist in Form von Stürzen oder Unterzügen angetroffen.

1.5 Verbindungen

Die Elemente werden mit Verbindungen zu kraftschlüssigen Einheiten zusammengesetzt, die das Zusammenwirken der Tragelemente ermöglichen. Das globale Tragverhalten wird daher von der Festigkeit der Fugen maßgeblich beeinflusst. Das Tragverhalten der Fugen wird bestimmt durch

- Fugengeometrie
- Größe und Anordnung von Bewehrung
- Normalspannungen senkrecht zur Fuge

Eine wesentliche Unterscheidung erfolgt, durch die Ausrichtung, in horizontale und vertikale Fugen, abhängig von den zusammenzuschließenden Bauteilen.

1.5.1 Horizontale Fugen

Bei der Verbindung der Decken mit anschließenden vertikalen Tragwerkselementen müssen horizontale Verbindungen ausgebildet werden. Dabei handelt es sich um Verbindungen mit Wänden, Stützen und Trägern. Bei horizontalen Verbindungen wirken sich die vertikalen Spannungen zufolge Auflast günstig aus, da sie die Fuge überdrücken.

Wand-Decken-Verbindungen

Zwischen Wänden und Decken erfolgt die Ableitung von vertikalen und horizontalen Lasten. Vertikallasten werden durch die Erdbeschleunigung *automatisch* abgeleitet. Horizontallasten müssen durch Kraftschluss abgeleitet werden. Dies wird durch Reibung und Bewehrung erwirkt.

Für die schubbeanspruchte Fuge unterhalb einer Wand erzeugt die Auflast Reibung. Ist die Reibungskraft nicht ausreichend groß, um eine Verschiebung der Bauteile zu verhindern, müssen Maßnahmen durch Bewehrung oder Verzahnung erfolgen. Die Problematik ist, dass die Decke bereits fertiggestellt sein muss, bevor Wände versetzt werden können. Daher können keine Bewehrungsseisen auf der Wandunterseite vorgefertigt werden (dieser Umstand würde auch ein Transportproblem bewirken). Eine erforderliche Schubbewehrung muss vor Ort ausgebildet werden. Üblicherweise werden Dorne aus Bewehrungsstahl in der Decke verlegt. Beim Aufstellen der Wände werden diese in Bohrungen an den Wandunterseiten gesteckt und mit Mörtel verpresst.

Oberhalb der Wand wird die Fuge zur Decke mit Bewehrung, die aus der Wand ragt, verstärkt.

Träger-Decken-Verbindungen

Eine ähnliche Vorgangsweise erfolgt bei Träger-Decken-Verbindungen. Hier ist die Mitwirkung der Decke von großer Bedeutung. Durch den schubsteifen Anschluss beteiligt sich die Decke an der Lastabtragung, und die statische Höhe kann sich um den Betrag der Deckenstärke erhöhen lassen.

1.5.2 Vertikale Fugen

Vertikale Verbindungen treten beim Zusammenschluss von Wänden innerhalb einer Ebene auf. Von geringer Bedeutung sind vertikale Anschlüsse von Trägern (Stürze oder Unterzüge), da diese meist als Einfeldträger ausgebildet werden. Die häufigsten Verbindungen von Wänden sind:

- Schraubstöße (geringe Beanspruchung)
- Schlaufenstöße (mittlere Beanspruchung)
- Bügelbewehrte Stöße (hohe Beanspruchung)
- Schubtaschenstöße (sehr hohe Beanspruchung)

Bei den Stößen ist von Bedeutung ob es sich um Außen- oder Innenwände hält. Bei der Ausbildung der Stöße ist auf die Zugänglichkeit der Fuge für Betonier- und Schalarbeiten zu achten. Die Lage der Wandstöße wird im Zuge der Elementierung auch nach folgenden Kriterien festgelegt:

- Ausbildung von Scheiben (Stoßfreie Bewehrung)
- Architektonische Ansprüche (Fugen verstecken um Risse in sichtbaren Wandflächen zu vermeiden)
- Technische Gebäudeausrüstung (Verlegen von Leitungen innerhalb eines Wandelements, Schwächung der Tragfähigkeit durch Leitungen)
- Durchbrüche (Sicherstellung der Lastabtragung innerhalb eines Elements)

Typische Beispiele sind für einen Innenwandstoß in Abbildung 1.11 und für einen Außenwandstoß in Abbildung 1.12 dargestellt.

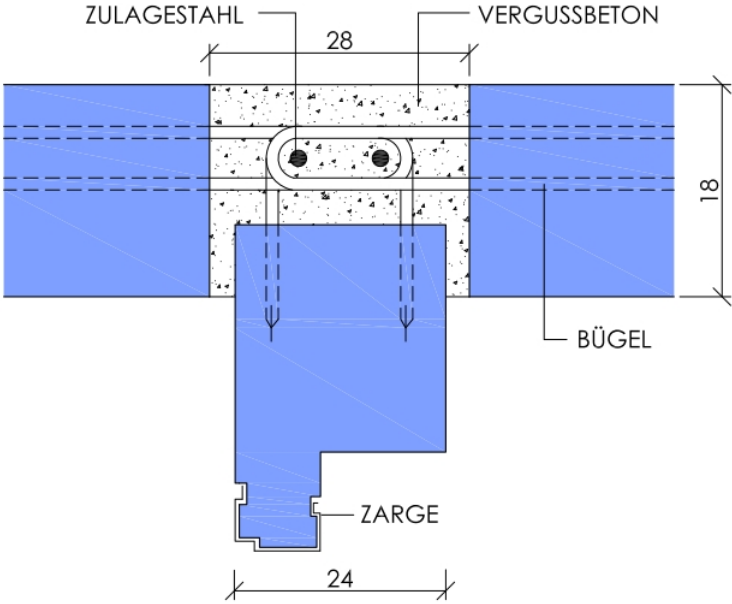


Abbildung 1.11: Verbindungen von Innenwänden [38]

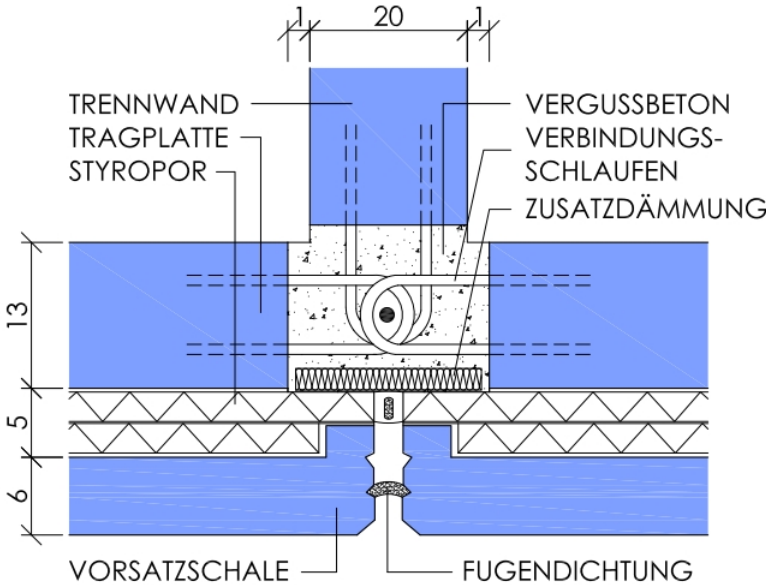


Abbildung 1.12: Verbindungen von Aussenwänden [38]

1.5.3 Zugverbindungen

Eine Besondere Art von Verbindungen ist erforderlich wenn Zugkräfte zwischen Geschößen übertragen werden müssen. Diese Art von Verbindungen ist bei der Gebäudeaussteifung von großer Bedeutung, da bei duktilen Wänden Biegeverformungen auftreten und an den Elementrändern große Zugkräfte auftreten können.

In der Ortbetonbauweise ist diese Problematik nicht gegeben. Bewehrungen können problemlos geschößübergreifend ausgeführt werden. Die Schwierigkeit im Fertigteilbau liegt darin, dass die Zugbewehrung in vorproduzierten Elementen verankert oder gestoßen werden müssen. Hierfür gibt es eine Vielzahl von Lösungen:

- **Zugverbindungen innerhalb der Fugen**

Diese Variante ist am einfachsten zu realisieren. Die Bewehrung kann innerhalb der Fuge verlegt und gestoßen werden. Aufgrund der beschränkten Platzverhältnisse können jedoch nur geringe Durchmesser und Anzahl an Eisen eingebunden werden. Die übertragbaren Zugkräfte sind daher gering (siehe Abbildung 1.13).

- **Zugverbindungen innerhalb Ortbetonergänzungen**

Als sogenannte *Fugensäulen* werden Wandpfeiler aus Ortbeton mit den erforderlichen Bewehrungsstäben versehen. Diese Variante erlaubt große Kraftübertragungen, die letztlich durch die Schubtragfähigkeit der Anschlussfuge an die Fertigteilwänden begrenzt wird. Die Fuge muss verzahnt als Schubtaschenstoß und mit ausreichend dimensionierter Bügelbewehrung ausgeführt werden. Die Ausführung von Ortbetonergänzungen bedeutet einen erheblichen Mehraufwand auf der Baustelle (siehe Abbildung 1.13).

- **Zugverbindungen innerhalb der Elemente**

Um die Bewehrung innerhalb der Wände versetzen und stoßen zu können, werden im Werk Hüllwellrohre in den Fertigteilen verlegt. Die aus der Decke ragenden Zugeisen werden in diese Rohre gesteckt und mit schwindarmen, fließfähigen Verputzmörtel verpresst. Für die Ausführung stellt sich das Problem, dass bei mehrfacher Anordnung solcher Verbindungen innerhalb eines Elements, das Versetzen durch die Passgenauigkeit aufgrund der Bautoleranzen erschwert wird. Ausführungen mit zwei Stößen auf jeder Wandseite stoßen bereits an die Grenze der Realisierbarkeit.

- **Zugübertragungen mit Verbindungselementen**

Für Stützen werden Systeme angeboten, die eine Zugverbindung mittels Stahlkonstruktionen ermöglichen. Die Systeme bestehen aus Gewindestab (Verbindungsbolzen) und Aufnahmeprofilen (Ankerplatten). Die Verbindung wird durch verschrauben hergestellt. Für Wände werden *Wandschuhe* ausgebildet (siehe Abbildung 1.14).

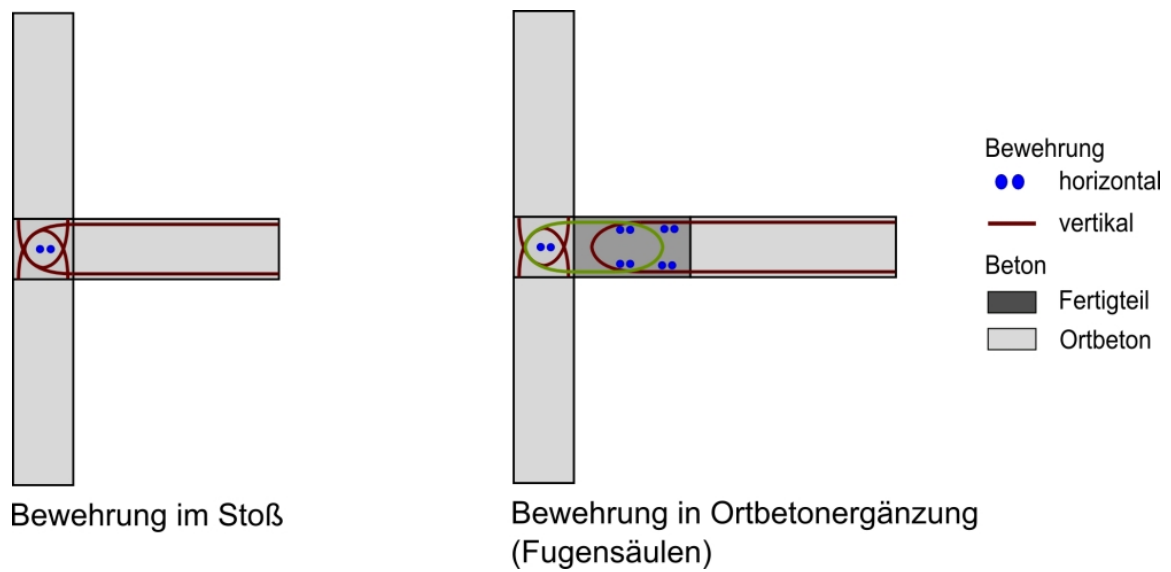


Abbildung 1.13: Zugverbindungen in der Großtafelbauweise

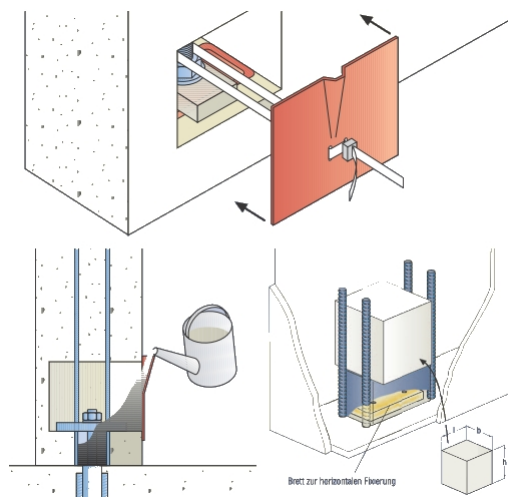


Abbildung 1.14: Zugverbindung mit Wandschuh System Pfeifer [6]

1.5.4 Direkte und Indirekte Stöße

Bei Zugverbindungen müssen die Kräfte zwischen den Bewehrungseisen übertragen werden. Es wird zwischen direkten und indirekten Stößen unterschieden, je nachdem ob sich der Beton an der Kraftübertragung beteiligt.

Übergreifungsstöße

Die Eisen werden nebeneinander verlegt und mit der erforderlichen Übergriffslänge gestoßen. Die Kraftübertragung erfolgt als *indirekter Stoß*, durch Verbundwirkung des Stahls mit dem Beton.

Der Beton zwischen den Bewehrungsstäben nimmt Zugkräfte der Stäbe auf überträgt diese über Druckstreben an den Nachbarstab. Als Modell für die Bemessung können Fachwerkmodelle gebildet werden (siehe Abbildung 1.15).

Ein verbreitetes Verbindungsmittel ist das *Schweißen* der Bewehrungsstäbe. Von dieser Verbindung sollte bei dynamischen Beanspruchungen abgesehen werden. In Normen werden solche Verbindungen teilweise verboten [22].

Schraubmuffen

Der Einsatz von Schraubmuffen ist eine materialsparende Möglichkeit und zählt zur Gruppe der *direkten Stöße*.

Bewehrungseisen werden mit Muffen, die mit gegenläufigen, selbstschneidenden und konischen Innengewinden versehen sind, miteinander verbunden. Es können dabei 100% der Kräfte aus der Bewehrung übertragen werden. Zu beachten ist der Platzbedarf den die Verbindungen benötigen. Daher werden die Stöße häufig auf unterschiedlichem Niveau ausgeführt.

Eine Einschränkung des Einsatzes von Schraubmuffen ist durch den Umstand gegeben, dass ein Bewehrungseisen in seiner Lage flexibel sein muss. Daher können solcher Verbindungen nur in nachträglich ausgegossenen Fugen eingesetzt werden (siehe Abbildung 1.16).

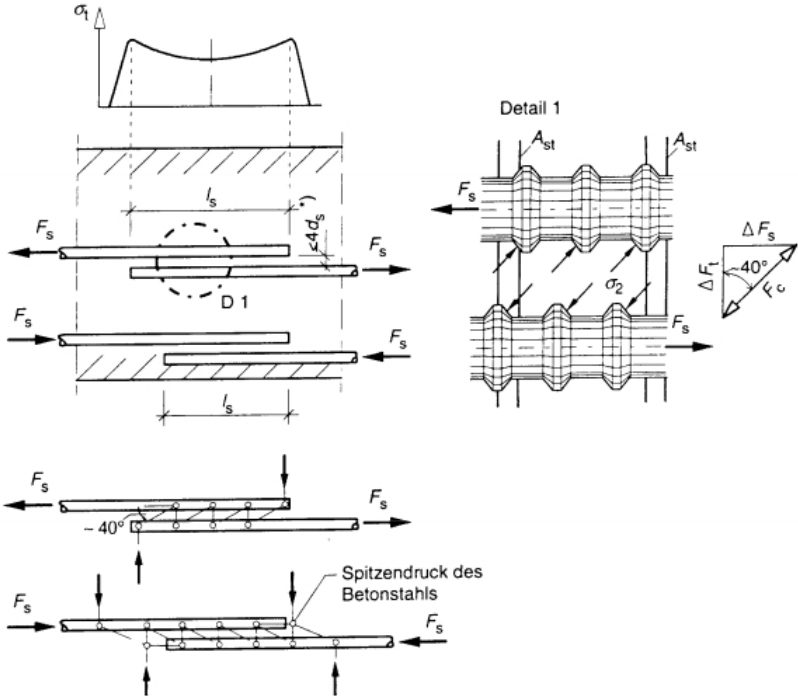


Abbildung 1.15: Übergreifungsstoss von Bewehrungsstäben [39]

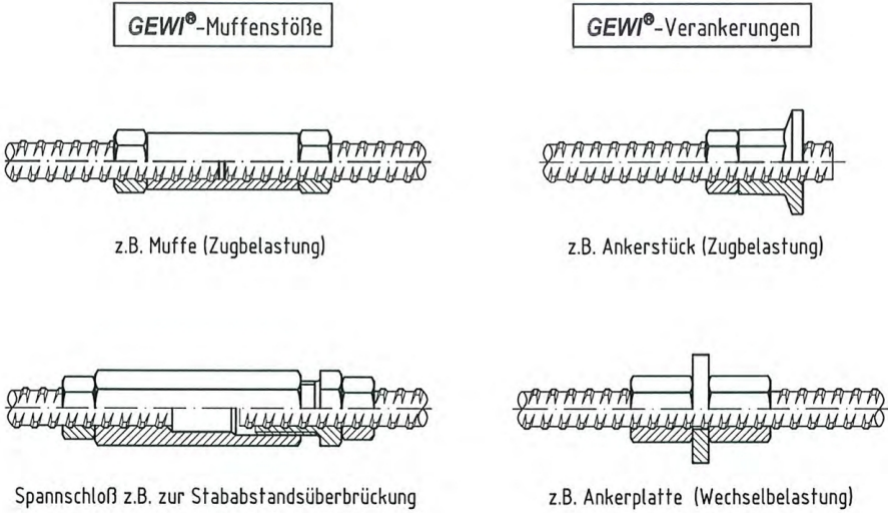


Abbildung 1.16: Muffenverbindungen der Fa. GEWI [7]

1.6 Transport und Montage

Der Transport und die Montage von Fertigteilen sind wesentliche Komponenten des Bauablaufs und stellen die Planung vor gesonderte Überlegungen.

Eine Übersicht der praktikablen Transportabmessungen und Transportmittel ist in Abbildung 1.17 gegeben. Der Transport gibt Maximalabmessungen der Elementgrößen vor. Die Einschränkungen sind durch Fahrzeug, Anfahrtsweg und Platzbedarf auf der Baustelle gegeben. Bei großen Bauteilen bis zu 28 m können Fertigteile noch mit Sondertransporten geliefert werden [35].

Auf der Baustelle werden die Fertigteile mit Kränen versetzt. Neben Produktion und Transport, ist durch die zulässige Kranlast ein weiterer Faktor zur Beschränkung der Bauteilgewichte gegeben. Der Kranaufstellpunkt ist daher bei der Elementierung der Bauteile von großer Bedeutung.

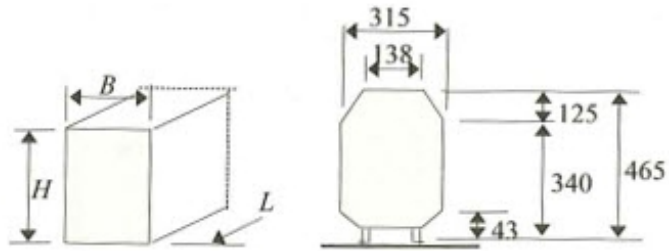
Beim Versetzen der Fertigteile werden entsprechende Hebemittel verwendet. Zum Einsatz kommen Hülsen, Schraubanker, Schlaufen oder Bügel.

Vor der Montage der Fertigteile müssen die erforderlichen Festigkeiten aller angeschlossenen Bauteile erreicht sein. Zum Beispiel muss zum Aufstellen einer Fertigteilwand, die darunter liegende Decke bereits die erforderliche Festigkeit erreicht haben.

Die Auflagerung der Wände erfolgt in der Regel auf einem Mörtelbett, welches Lasten verteilt und Unebenheiten ausgleicht. Bei der Verbindung der Fertigteile wird die Fuge zwischen den Wänden mit Ortbeton ausgegossen, geworfen oder verpresst. Bei der Montage im Winter ist auf die Frostfreiheit zu achten.

Der Bauablauf vereinfacht sich durch eine rasche Montage, die einen schnellen Baufortschritt ermöglicht. Geringerer Aufwand für Baustelle durch entfallende Hilfskonstruktionen, sowie die Belastbarkeit nach Montage ermöglichen dies bei großer Witterungsabhängigkeit.

Kapitel 1 Geschößwohnbauten aus Betonfertigteilen



a) Lichtraum LKW

b) Lichtraum Bahn [cm]

Sondergenehmigung erforderlich	B [cm]	H [cm]	L [cm]
nein (Grundprofil)	≤ 255	≤ 400	≤ 1550
ja, ohne Polizeibegleitung auf Bundes- und Landstraßen *)	< 350	nach vorh. Durchfahrtshöhe	≤ 2400
ja, ohne Polizeibegleitung auf Bundesautobahnen *)	< 450	nach vorh. Durchfahrtshöhe	≤ 2800

*) ggf. firmeneigenes Sicherheitsfahrzeug erforderlich

c) Tabelle zu a)

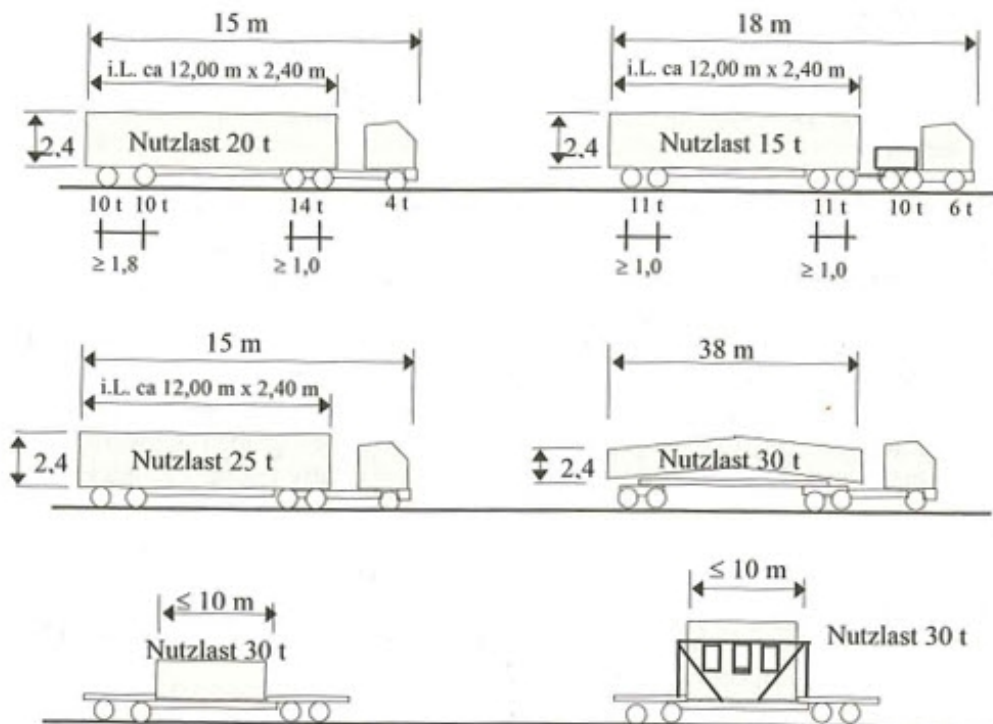


Abbildung 1.17: Transport von Betonfertigteilen [35]

Kapitel 2

Aussteifungssysteme der Großtafelbauweise

2.1 Gebäudeaussteifung

Für die Aussteifung von Wohnbauten werden Scheiben- und Kernsysteme oder kombinierte Systeme angewandt. Aussteifungen aus Stützen-Träger-Verbindungen kommen bei Wohnbauten selten zum Einsatz.

Bei der Großtafelbauweise erfolgt die Aussteifung durch die Koppelung der Trennwände mit den Geschoßdecken.

Wie einführend beschrieben, werden Längswand- und Schottenbauweisen ausgeführt. Hinsichtlich der Aussteifung unterscheiden sich diese in Bezug auf die Anordnung der Wandscheiben im Grundriss.

Während beim Längswandbau Tragwände auch in der Fassadenebene angeordnet werden müssen, können in der Schotten- und Querwandbauweise alle aussteifenden Bauteile im Gebäudeinneren angeordnet werden.

Beim Entwurf sollten die Tragwände, die zur Aussteifung herangezogen werden sollen, möglichst frühzeitig definiert werden. Dies ist erforderlich, da an diese Wände besondere Anforderungen gestellt werden:

- Duktilität
- Tragwerksredundanz
- Wandgeometrie
- Tragwiderstand (Material)
- Regelmäßigkeit im Grundriss
- Regelmäßigkeit im Aufriss

Die globale Formel für das Erdbebenverhalten lautet [23]

$$\mathbf{Güte\ des\ Erdbebenverhaltens} = \mathbf{Tragwiderstand} \times \mathbf{Duktilität}.$$

Ein Bauteil übersteht ein Erdbeben wenn folgende Bedingung erfüllt ist [3]:

$$\mathbf{Duktilitätsvermögen} > \mathbf{Duktilitätsbedarf}$$

Beim Bruch des Bauteils ist dessen Duktilitätsvermögen ausgeschöpft.

2.1.1 Duktilität

Das Vermögen von Tragelementen Lasten anzunehmen, die plastische Verformungen verursachen wird Duktilität genannt. Die Duktilität ermöglicht seismische Lasten durch nichtlineare Reaktion zu reduzieren.

Um detaillierte nichtlineare Berechnungen für Bemessungszwecke zu vermeiden, darf gemäß Eurocode 8 eine lineare Berechnung mit einem abgeminderten Antwortspektrums durchgeführt werden. Diese Abminderung wird durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts q erzielt.

Der Verhaltensbeiwert q stellt einen Näherungswert für das plastische Verhalten, als Verhältnis der maximalen zu den elastischen Verschiebungen, dar:

$$q = \frac{u_{max}}{u_{el}} \quad (2.1)$$

Beim Prinzip gleicher Verschiebungen (gilt für Perioden $T \geq 5$ s), stellt der Verhaltensbeiwert das Verhältnis der Erdbebenkräfte eines vollkommen elastisch bleibenden Bauwerks zu den Erdbebenkräften eines Bauwerks, welche das Bauwerk an die Traggrenzen beanspruchen würden.

$$q = \frac{F_{el}}{F_{max}} \quad (2.2)$$

Beim Prinzip gleicher Formänderungsarbeit (gilt für Perioden $T < 5$ s), wird die plastische Grenzlast aus folgender Gleichung berechnet:

$$F_{pl} = \frac{F_{el}}{\sqrt{2 \cdot q - 1}} \quad (2.3)$$

Der Sachverhalt Abbildung 4.5 wird in graphisch dargestellt.

Die Berechnung der Bauwerksantworten erfolgt üblicherweise mit der Annahme von 5% viskoser Dämpfung. Dieses Dämpfungsmaß gilt allgemein für Betonbauwerke. Bauwerke mit Sonderbauteilen zur Energiedissipation oder mit Basisisolierung müssen gesondert behandelt werden.

Die praktische Bedeutung erhält der Verhaltensbeiwert bei der Wahl des Tragwerks. Da die Einwirkungen linear mit dem Verhaltensbeiwert verknüpft sind, können bei Verdopplung von q die Lasten halbiert werden. Der Aufwand, der für die Erhöhung der Duktilität des Tragwerks betrieben wird, führt zu einer deutlichen Herabsetzung der Lasten.

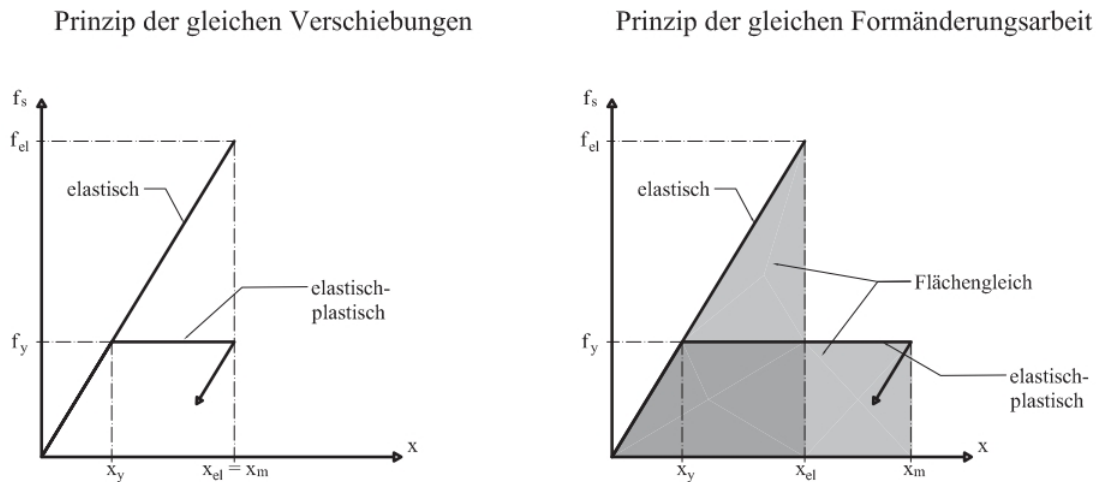


Abbildung 2.1: Prinzipien zur Bestimmung des Verhaltensbeiwerts [3]

Bei Fertigteilbauten ist die Erzielung höherer Duktilitäten und deren Überprüfbarkeit nur schwer möglich. Der Verhaltensbeiwert sollte deshalb mit einem Grundwert von $q = 1,5$ angenommen werden.

2.1.2 Tragwerksredundanz

Die Tragwerksredundanz beschreibt die Möglichkeit, dass sich die Tragelemente ergänzen und sich ihre Widerstände überlagern. Bei redundanten Systemen werden alternative Lastpfade ermöglicht.

Es sollte ein hohes Maß an Redundanz angestrebt werden, mit der Fähigkeit zur Schnittkraftumlagerung. Tragsystemen mit geringerem Grad statischer Unbestimmtheit müssen niedrigere Verhaltensbeiwerte zugewiesen werden (siehe Eurocode 8, Tabelle 5.1).

2.2 Definition des Aussteifungssystems

In der Entwurfsphase sollte das Aussteifungssystem bereits eingehend untersucht werden. Dabei werden das Konzept bestimmt und die dafür benötigten tragenden Bauteile ausgewiesen. Im Geschosswohnbau sind dies gewöhnlich Tragwände, die eine gewisse Länge aufweisen und sich in allen Geschossen befinden.

2.2.1 Fehler-Möglichkeiten- und Einfluss-Analyse

Eine Technik um frühzeitig Schwachstellen und Probleme eines Tragwerks auszumachen ist die Fehler-Möglichkeiten- und Einfluss-Analyse (*FMEA*) [45].

Bei dieser Methode werden, nach vorab festgelegten Kriterien, Bauwerke in allen Phasen auf mögliche Schwierigkeiten bei der Ausführung und mögliche Verbesserungsmaßnahmen untersucht.

Die Anwendung der *FMEA* auf Tragwerke kann grundsätzlich in folgenden Schritte durchgeführt:

1. Strukturanalyse
2. Funktionsanalyse
3. Fehleranalyse
4. Risikobewertung
5. Optimierung des Tragwerks

Die Analyse sollte unter Einbezug aller Projektbeteiligten aus Planung und Produktion erfolgen. Ziel der *FMEA* ist es, die Qualität und Zuverlässigkeit der Tragwerke zu verbessern.

2.2.2 Progressiver Kollaps von Bauwerken

Eine besondere Möglichkeit Tragwerkssysteme zu stabilisieren besteht darin, Bauteile, die eine wesentliche Tragfunktion übernehmen, kollapsresistent zu planen. Bei der Methode des *Progressiven Kollaps von Bauwerken* wird der Ausfall von lokalen oder globalen Tragwerkselementen modelliert. Zum Beispiel führt das Versagen einer Stütze im Erdgeschoss häufig zum Zusammensturz des Gesamtgebäudes. Bei kollapsresistenten Bauwerken werden solche Versagensmechanismen berücksichtigt und das Resttragwerk auf diese Ereignisse bemessen [47].

Kapitel 2 Aussteifungssysteme der Großtafelbauweise

Hierbei ist die Fragestellung erforderlich, ob bei dem betrachteten Bauwerk Kollapsresistenz notwendig und anwendbar ist. Das zu erzielende Maß an Sicherheit sollte aufgrund der Bedeutung des Bauwerks für die Öffentlichkeit gewählt werden [45].

2.2.3 Wandgeometrie

Die Duktilität eines Bauwerks ist Abhängig von den Bauteilen des Aussteifungssystems. Der Verhaltensbeiwert q wird jedoch schon zu Beginn der Berechnung festgelegt. Erst bei der Bemessung werden die Bauteile aufgrund der ermittelten Schnittgrößen dimensioniert.

Daher ist die Geometrie der aussteifenden Wände von Bedeutung. Anhand der Abmessungen, dem Vorhandensein von Öffnungen und der Möglichkeit der Kopplung von Bauteilen kann das duktile Tragverhalten vorbestimmt werden.

Die Aussteifungswände werden durch anhand ihrer Geometrie eingeteilt in (siehe Abbildung 2.2)

- Gedrungene Wandscheiben
- Schlanke Wandscheiben
- Zusammengesetzte Wandscheiben
- Gekoppelte Wandscheiben
- Nicht-tragende Wandscheiben

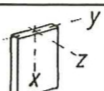
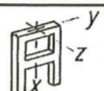
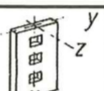
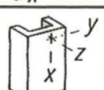
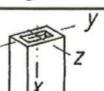
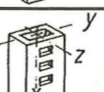
Element	Lastabtragung		
	in y-Richtung	in z-Richtung	über Verdrehung um die x-Achse
A) Wandscheibe 	Biegesteifigkeit EI_z Schubsteifigkeit GA_{sy}	– –	– –
B) Rahmen (Verband) 	Ersatzschubsteifigkeit GA_{sy}^*	–	–
C) gegliederte Wandscheibe 	Ersatzbiegesteifigkeit EI_z^* Ersatzschubsteifigkeit GA_{sy}^*	– –	– –
D) offenes Profil 	Biegesteifigkeit EI_z Schubsteifigkeit GA_{sy}	EI_y GA_{sz}	(Torsionssteifigkeit GI_T) (Wölbsteifigkeit EC_M)
E) geschlossenes Profil 	Biegesteifigkeit EI_z Schubsteifigkeit GA_{sy}	EI_y GA_{sz}	Torsionssteifigkeit GI_T (Wölbsteifigkeit EC_M)
F) geschlossenes gegliedertes Profil 	Ersatzbiegesteifigkeit EI_z^* Ersatzschubsteifigkeit GA_{sy}^*	EI_y GA_{sz}	Ersatztorsionssteifigkeit GI_T (Wölbsteifigkeit EC_M)

Abbildung 2.2: Wandsysteme für die Gebäudeaussteifung [22]

2.2.4 Regelmäßigkeit im Grundriss

Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt

Die Erdbebenkräfte leiten sich aus den Beschleunigungen der Bauwerksmassen ab. Die Resultierende der Erdbebeneinwirkung auf ein Geschoßes greift daher in dessen Massenmittelpunkt an. Die Lage des Massenmittelpunktes lässt sich aus der horizontalen Verteilung der Bauteile und Lasten bestimmen. Bei gleichmäßigen Grundrissen, liegt dieser näherungsweise in der Geschoßmitte.

Der Steifigkeitsmittelpunkt ergibt sich aus der Lage, Festigkeit und Abmessung der vertikalen Aussteifungselemente. Bei regelmäßigen Grundrissen gilt für die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes eines Geschoßes:

$$y_0 = \frac{\sum(I_{y,i} \cdot y_i)}{\sum I_{y,i}} \quad (2.4)$$

$$z_0 = \frac{\sum(I_{z,i} \cdot z_i)}{\sum I_{z,i}} \quad (2.5)$$

Hierin sind

y_0 , bzw. z_0 Abstand des Schubmittelpunktes des Geschoßes in z , bzw. y -Richtung, gemessen vom Ursprung (Massenmittelpunkt)

$I_{y,i}$, bzw. $I_{z,i}$ Trägheitsmomente um die z -, bzw. y -Achse

y_i , bzw. z_i Abstand des Schubmittelpunktes der i -ten Wand in z , bzw. y -Richtung, gemessen vom Ursprung (Massenmittelpunkt)

Diese Vereinfachung ist bei

- vernachlässigbaren Schubverformungen,
- vernachlässigbaren Deviationsmomente ($I_{yz} = 0$),
- vernachlässigbaren Eigenwölbsteifigkeiten, und
- annähernd homogenen Materialeigenschaften ($E = \textit{konstant}$)

für eine überschlägige Vordimensionierung möglich.

Liegen Massenmittelpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt der Geschoße nahe zusammen, können übermäßige Torsionsbeanspruchungen vermieden werden. Dies bedeutet, dass eine gleichmäßige Verteilung der tragenden Elemente und Vertikallasten den Widerstand des Bauwerks gegen Verdrehung begünstigt.

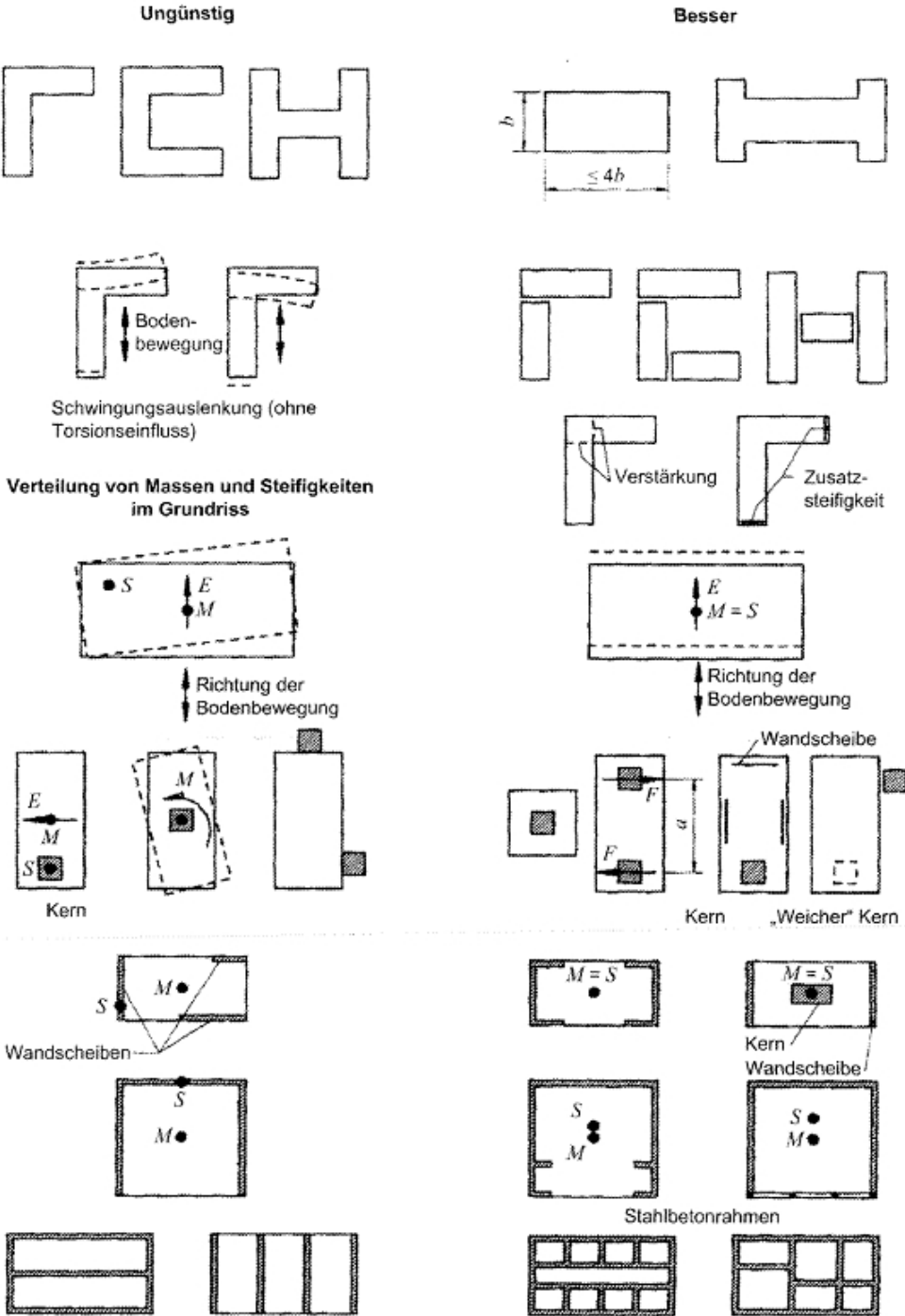


Abbildung 2.3: Beispiele für die Regelmäßigkeit im Grundriss aus [44]

Regelmäßigkeitskriterien nach Eurocode 8

Im Eurocode 8 werden Kriterien für die Grundrissform angeführt, die sicherstellen sollen, dass Exzentrizitäten vermieden werden.

Die Geschoßumrisse sollen ein konvexes Polygon (vorhandene Rücksprünge $< 5\%$ der Stockwerksfläche) beschreiben.

Die Schlankheit des Gebäudes im Grundriss soll, mit den Gebäudeabmessungen L_{max} und L_{min} , das folgende Verhältnis einhalten:

$$L_{max}/L_{min} < 4 \quad (2.6)$$

Die Bedingung für die tatsächliche Ausmittigkeit (=Abstand zwischen Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt) lautet, dass dieser kleiner ist als der 0,3-fache Torsionsradius (r_x) und letzterer kleiner sein soll als der Trägheitsradius (l_s).

$$e_{0x} < 0,3 * r_x, r_x > l_s \quad (2.7)$$

Die Ausmittigkeit beträgt

- in y -Richtung: $e_0 = y_0$
- in x -Richtung: $e_0 = x_0$

Der Torsionsradius berechnet sich aus

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (I_{x,i} \cdot x_i^2) + \sum_{i=1}^n (I_{y,i} \cdot y_i^2)}{\sum_{i=1}^n I_{y,i}}} \quad (2.8)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (I_{x,i} \cdot x_i^2) + \sum_{i=1}^n (I_{y,i} \cdot y_i^2)}{\sum_{i=1}^n I_{x,i}}} \quad (2.9)$$

Der Trägheitsradius berechnet sich aus

$$l_s = \sqrt{\frac{I_\omega}{m}} \quad (2.10)$$

Das polare Trägheitsmoment I_ω ist

$$I_\omega = \int x^2 + y^2 dm = \rho \cdot h \cdot (I_x + I_y) \quad (2.11)$$

Hierin sind ρ die Dichte des Betons (ca. 25 kN/m^3), und h die Geschoßhöhe.

2.2.5 Regelmäßigkeit im Aufriss

Die Massen und Steifigkeiten der Bauteile sollen im Aufriss gleichmäßig verteilt sein. Aus dieser Forderung können folgende Kriterien abgeleitet werden:

- Beschränkung von Auskragungsweiten
- Regelmäßige Geschoßsteifigkeit
- Regelmäßige Anordnung der Tragelemente in den einzelnen Geschoße
- Beschränkung von Rücksprüngen zwischen den Geschoßen
- Lotrechter Verstaz zwischen Tragelementen
- Regelmäßige Anordnung von Öffnungen in Tragelementen

Günstige Steifigkeits- und Massenverläufe über die Gebäudehöhe gewährleisten, dass dem Tragwerk eine kontinuierliche Lastableitung bis in den Baugrund ermöglicht wird.

Die Massen und Steifigkeiten sollen im Aufriss konstant und möglichst ohne Sprünge verlaufen. Alle aussteifenden Elemente müssen von ihrer Oberkante ohne Unterbrechung bis zur Gründung geführt werden.

Der Verstaz von Tragelementen zwischen den Geschoßen ist besonders ungünstig, da es dadurch zu komplizierten Lastumlagerungen kommt.

Müssen die Lasten durch Unterzüge oder Abfangplatten aufgenommen werden, sind auch die Vertikalkomponenten der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen.

Beim Fertigteilbau wird die Bemessung der Bauteile durch die vorhandenen Fugen zusätzlich erschwert.

Da Wandscheiben aus Fertigteilen keine zugkraftschlüssige Verbindung mit den Geschoßdecken aufweisen muss ein Abheben durch Überdrückung gesichert werden. In den meisten Fällen ist daher eine Lösung in Ortbeton anzustreben.

Die Regelmäßigkeit im Aufriss dient zur Vermeidung von Ausmittigkeiten von Massen und Steifigkeiten und der Bildung von *weichen Geschoßen*.

Symmetrische Konzeption und Regelbauweise in den Geschoßen stellen daher eine nahe liegende Lösung zur Erreichung der Regelmäßigkeit dar.

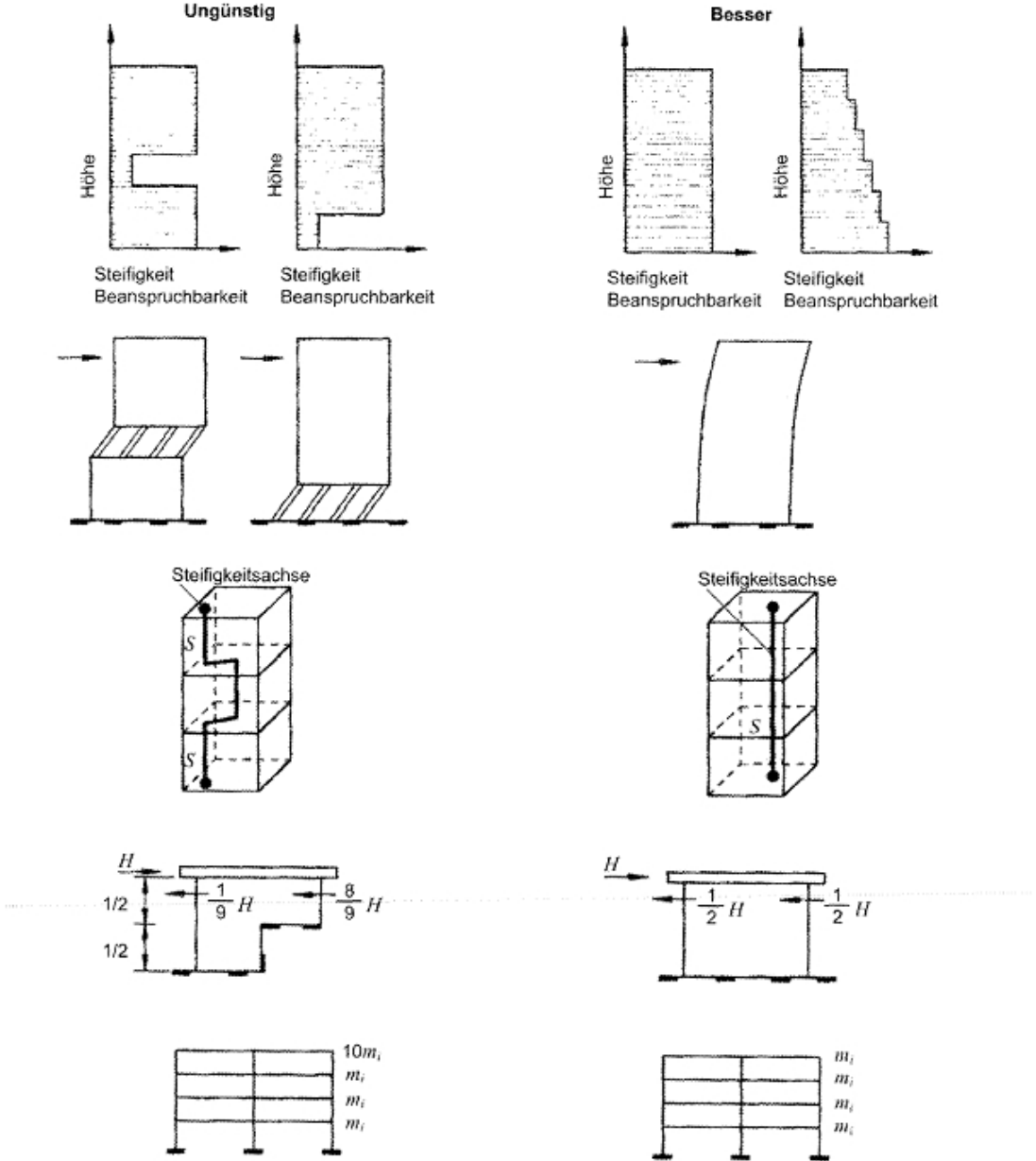


Abbildung 2.4: Beispiele für die Regelmäßigkeit im Aufriss [44]

2.2.6 Öffnungen in Wandscheiben

Werden Öffnungen in Wandscheiben angeordnet erleiden die Bauteile - neben einer Querschnittsschwächung - auch eine Lastumlagerung. Die Unterbrechung des Lastflusses erfordert eine besondere Ausbildung der Bauteilanschlüsse. Die Schnittgrößen im Erdbebenfall sind meist nur mit aufwendigen Berechnungen bestimmbar.

Die Anordnung von Öffnungen kann anhand der Regeln nach der (alten) ÖNORM B 4015 [44] in Abbildung 2.5 erfolgen. Die in der Abbildung verwendeten Abmessungen sollen dabei folgende Verhältnisse aufweisen:

- $b_1 + b_2 + b_3 \leq 0,5 \cdot l_1$
- $b_1 + b_2 \leq 0,5 \cdot l_2$
- $b_4 \geq 0,25 \cdot h_2$
- $b_5 \geq 0,25 \cdot h_1$
- $h_3 \geq 60\text{cm}$

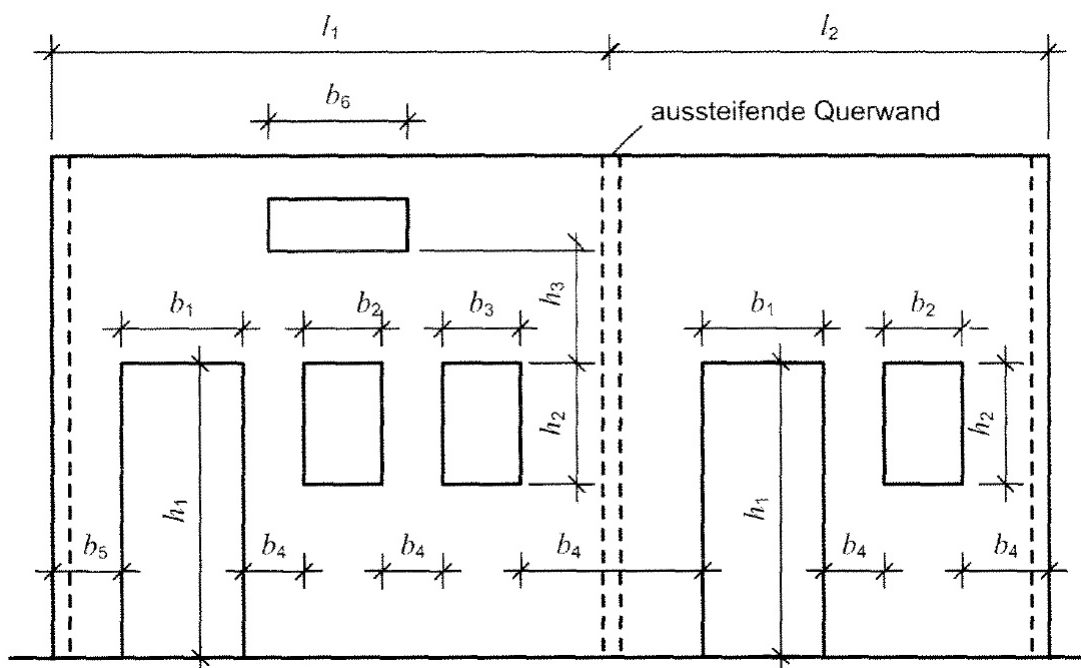


Abbildung 2.5: Abmessungen von Wandöffnungen [44]

2.2.7 Vordimensionierung der Aussteifungssysteme

Kriterien für die Regelmäßigkeit

Zusammenfassend werden folgende Kriterien für die Anordnung der tragenden Bauteile im Grundriss genannt (vgl. [4]):

- Symmetrische Verteilung der Aussteifungselemente anstreben
- Anordnung von mindestens drei Aussteifungselemente
- Schnittpunkt der Wirkungslinien der Aussteifungselemente in mehr als einem Punkt
- Vergrößerung des Abstandes der Aussteifungselemente vom Massenzentrum ermöglicht eine Verringerung der Torsionsbeanspruchung
- Anordnung des Steifigkeitsmittelpunkts (Schubmittelpunkt) nahe des Massenmittelpunktes ermöglicht ebenfalls eine Verringerung der Torsionsbeanspruchung (=gleichmäßige Verteilung der Wände im Grundriss)
- Keine sprunghafte Änderung der Lage der Steifigkeits- und Massenmittelpunkte in den einzelnen Geschoßen

Labilitätszahl

Mit der Labilitätszahl kann eine Einstufung der Gebäude ermittelt werden, um deren Verschiebungs- und Verdrehsicherheit (bzw. Translationssteifigkeit und Rotationssteifigkeit) zu bestimmen (siehe [25]).

Die Formel für die *Translationssteifigkeit* für Gebäude mit mehr als vier Geschoßen lautet

$$\frac{1}{h_{ges}} \cdot \sqrt{\frac{E_{cm} \cdot I_c}{F_{Ed}}} \geq \frac{1}{6} \quad (2.12)$$

Die Formel für die *Rotationssteifigkeit* für Gebäude mit mehr als vier Geschoßen lautet

$$\frac{1}{h_{ges}} \cdot \sqrt{\frac{E_{cm} \cdot I_\omega}{\sum_j F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \cdot \sqrt{\frac{G_{cm} \cdot I_T}{\sum_j F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} \geq \frac{1}{0,6} \quad (2.13)$$

Hierin bedeuten

$E_{cm} \cdot I_\omega$ Wölbsteifigkeit gegen Verdrehen der Aussteifungselemente

G_{cm} Schubmodul der Aussteifungselemente

I_T Torsionsflächenmoment Aussteifungselemente

r_j Abstand des Aussteifungselements vom Schubmittelpunkt M

$F_{Ed,j}$ Vertikallast aller Tragwände

Kapitel 3

Seismische Einwirkungen

In Österreich werden jährlich 600 Erschütterungen vom Österreichischen Erdbebendienst an der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik registriert. Von der Bevölkerung werden im Jahr in Österreich 30 - 60 Beben wahrgenommen.

Erdbeben, die Gebäudeschäden verursachen, treten in Österreich in sehr unregelmäßiger Folge auf. Durchschnittlich ereignet sich alle drei Jahre ein Erdbeben mit leichten Gebäudeschäden, alle 15 - 30 Jahre mit mittleren Gebäudeschäden und alle 75 - 100 Jahre ein Erdbeben, das auch vereinzelt zu schweren Gebäudeschäden führen kann [17]. Eine Übersicht über Starkbeben in Österreich liefert Abbildung 3.1.

Die Erdbebentätigkeit Österreichs konzentriert sich in bestimmten Regionen des Bundesgebietes. Erdbeben, die eine Epizentralintensität vom Grad 7 überschritten, sind zwar selten in Österreich - es sind aber dennoch mehrere Erdbeben dieser Klasse bekannt.

Die meisten Erdbeben ereignen sich im Wiener Becken, Mürztal und dem Inntal. Der südliche Teil von Kärnten ist durch die Erschütterungen von Erdbeben betroffen, die jenseits der Grenze - in Italien und Slowenien - ihren Ausgang gefunden haben. Die Einteilung in Erdbebenzonen ist in Abbildung 3.2 dargestellt [17].

Jahr	Epizentrum	Io	Kommentar
1201	Raum Katschberg / KÄ	9	Epizentrum unsicher
1348	Friaul / ITALIEN	10	Bergsturz Dobratsch, Tote
1590	Neulengbach / NÖ	9	Tote in Wien und im Tullnerfeld
1670	Hall / TI	8	Tote, viele Nachbeben
1690	Friaul ? / ITALIEN	9	Tote, Epizentrum unsicher
1768	Wr. Neustadt / NÖ	8	Schäden
1794	Leoben / ST	7-8	Gebäudeschäden
1927	Schwadorf / NÖ	8	Gebäudeschäden
1972	Seebenstein / NÖ	7-8	Schäden an älteren Gebäuden

Abbildung 3.1: Erdbebenchronik für Starkbeben in Österreich [17]

3.1 Erdbebenmechanismen

Die Theorie der Erdbebenentstehung liefert die Grundlage dazu, Aussagen über die Herkunft und die Art der Beanspruchung von Gebäuden durch Bodenbewegungen zu treffen. Auf Basis der Bauwerksantwort auf Erdbebenanregung werden in Normen Einwirkungen festgelegt, auf die Bauwerke zu bemessen sind.

Je nach Ort der Entstehung (Bebenherd) eines Erdbebens, werden Flach- oder Tiefbeben unterschieden. Nach der Ursache können noch weitere Erdbeben klassifiziert werden, z.B. in natürliche und künstliche Beben.

Plattentektonik

Seit Beginn des 20. Jahrhunderts konnte durch die weltweite Überwachung der Erdbebenaktivitäten festgestellt werden, dass die meisten Erdbeben in Zusammenhang mit weitreichenden Verformungen der Erdkruste entlang geologischer Störungen stehen [2].

Die geologischen Störungen sind Trennfugen an denen Erdplatten aneinander vorbeigleiten, kollidieren oder auseinanderdriften.

Ein anschauliches Modell dieser Theorie Modell wird in [28] folgendermaßen beschrieben:

Um sich ein Bild davon zu machen, wie die Erde im Inneren und an der Oberfläche beschaffen ist, kann man sich eine riesige Kugel aus Schlamm vorstellen, die in der warmen Luft liegt. Nach einiger Zeit wird die Oberfläche austrocknen und sich eine Kruste bilden, während das Innere feucht bleibt. Unser Planet hat eine äußere Hülle in Form einer harten Kruste, darunter im Erdmantel sind heiße flüssige Massen in ständiger Bewegung. Die Kruste ist dadurch in große Stücke zerbrochen, die wie riesige Flöße auf dem Mantel driften.

Künstliche Beben

Zu diesen Beben zählen unter anderen Erschütterungen zufolge Sprengungen oder Einsturz von Bauwerken. Auch Explosionen können zu starken Druckwellen und Bodenerschütterungen führen. Mehr als die Hälfte aller in Österreich registrierten Erdbeben werden auf Explosionen (Rohstoffgewinnung in Steinbrüchen) zurückgeführt [17].

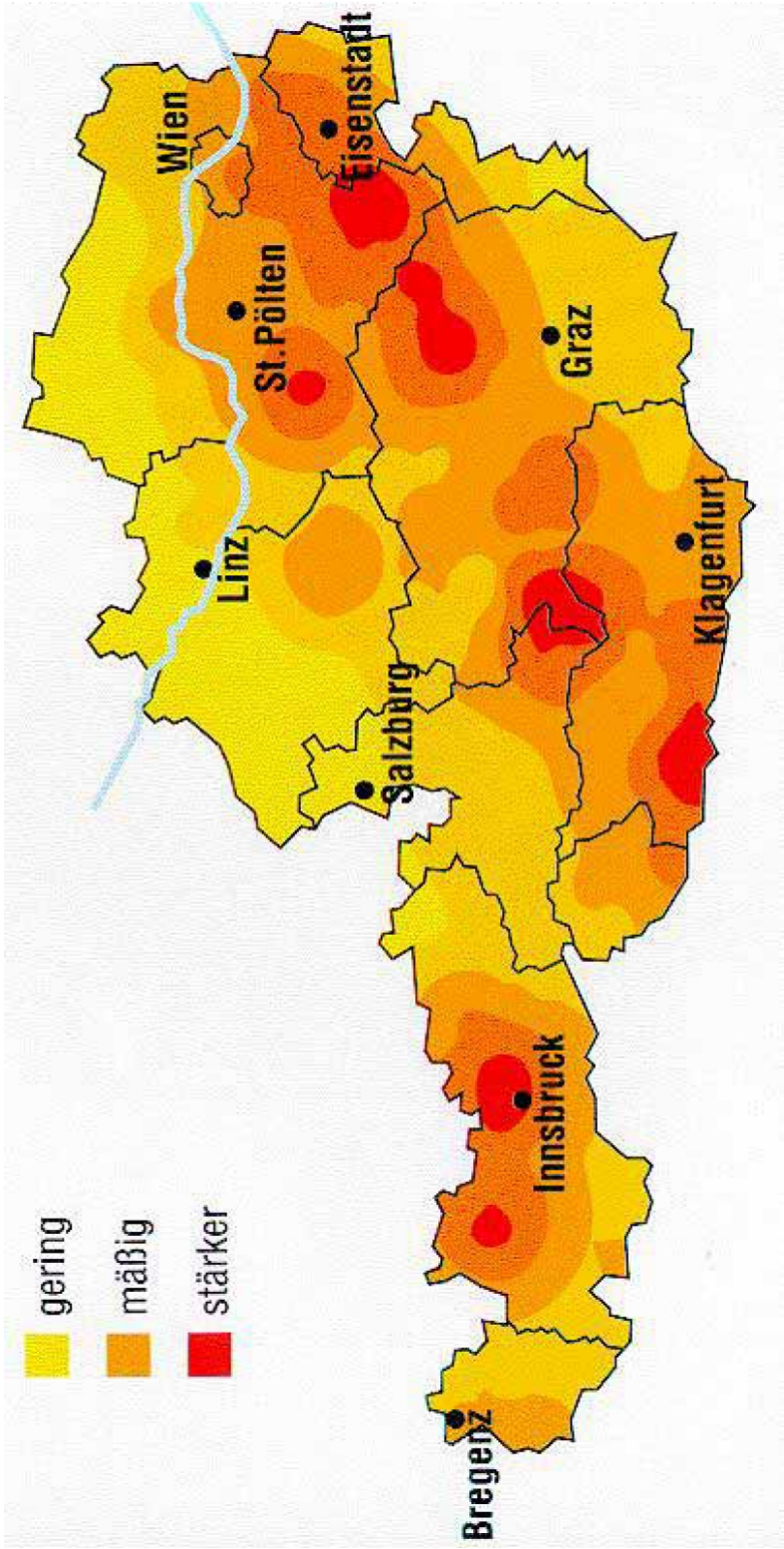


Abbildung 3.2: Erdbebenzonen in Österreich [17]

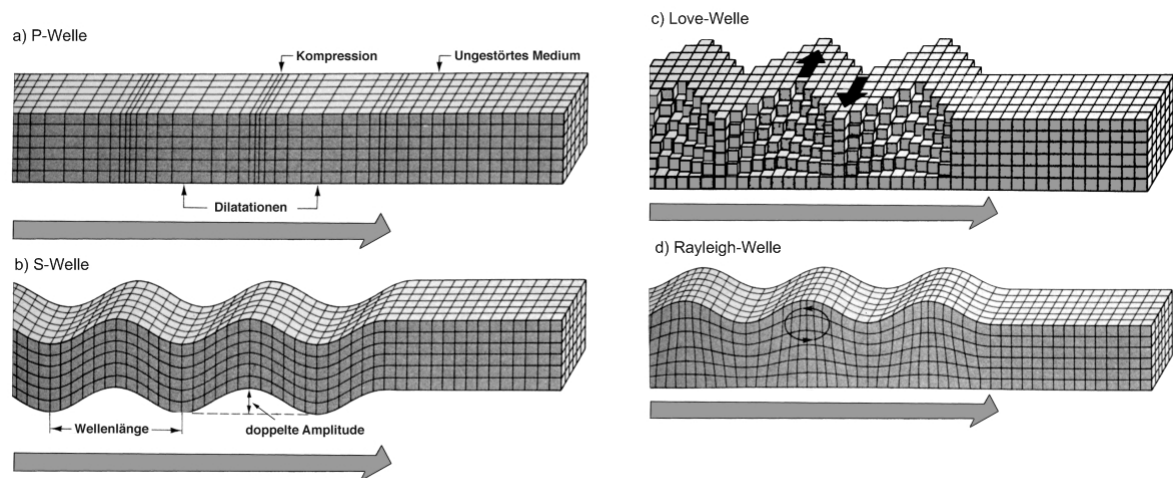


Abbildung 3.3: Darstellung der Erdbebenwellen [23]

Erdbebenwellen

Die Bewegungsenergie breitet sich wellenförmig in allen Richtungen im Erdkörper aus. Die seismischen Wellen werden nach Ort, Art und Geschwindigkeit ihrer Fortpflanzung unterschieden.

- Raumwelle
 - *Primärwelle (P-Welle)*: Fortpflanzung durch Stauchen und Strecken der Gesteinspartikel in Bewegungsrichtung mit Geschwindigkeiten von ca. 6 km/s.
 - *Sekundärwelle (S-Welle)*: Fortpflanzung durch Verschiebungen und Verdrehungen lateral zur Bewegungsrichtung mit Geschwindigkeiten von ca. 3 km/s.
- Oberflächenwellen
 - *Love-Welle*: Fortpflanzung mit Scherbewegungen quer zur Fortpflanzungsrichtung und großen Amplituden.
 - *Rayleigh-Welle*: Fortpflanzung durch Verschiebungen und Verdrehungen lateral zur Bewegungsrichtung.

3.2 Physikalische Kenngrößen

Die maßgebenden physikalischen Kenngrößen zur Charakterisierung von Bodenbewegungen sind.

- Bodenverschiebung
- Bodengeschwindigkeit
- Bodenbeschleunigung
- Bebenfrequenz
- Bebedauer

Bebenfrequenzen und Bebenperioden

Die Bebenfrequenzen und Bodeneigenschaften stehen in einem unmittelbaren Zusammenhang. Weichen Böden (Sande, Kiese) entspricht eine niedrige Frequenz, wobei hohe Frequenzen gedämpft werden und niederfrequente Schwingungen verstärkt werden. Bei steifen Böden (Fels) sind hohe Frequenz vorherrschend [37].

Die Perioden T stellen den Kehrwert der Frequenzen f dar und beschreiben die Anzahl der Amplituden pro Zeiteinheit (Sekunde). Die Bebenperiode ist der zeitliche Abstand zwischen zwei

$$T = \frac{1}{f} \quad (3.1)$$

Für Bauwerke liegt der Frequenzbereich zwischen 0,1 Hz (sehr große Bauwerke) und 30 Hz (kleine, steife Bauwerke), dies entspricht Perioden zwischen 10 s und 0,03 s.

Die Abstimmung der Eigenfrequenz des Tragwerks auf die Untergrundverhältnisse ist wesentlich für die Standfestigkeit von Bauwerken.

3.3 Elastische Antwortspektren

Die Ermittlung der Antwortspektren hat für die ingenieurtechnische Betrachtung von Erdbeben zentrale Bedeutung. Antwortspektren ermöglichen den Übergang von den Bodenbewegungsgrößen zu Antwortgrößen eines Bauwerks. Die Antwortspektren bilden die Grundlage für die meisten seismischen Berechnungen. Anhand der - in Diagrammen, Tabellen oder seismischen Karten - ablesbaren Beschleunigungen, können die Einwirkungen auf Bauwerke bestimmt werden.

Für bautechnische Zwecke werden hauptsächlich Beschleunigungsantwortspektren verwendet. In der Regel wird im Ingenieurwesen der Begriff Antwortspektrum bzw. Spektrum immer auf das Beschleunigungsantwortspektrum $S_a(T)$ bezogen.

Zur Ermittlung von Antwortspektren werden lineare Einmassenschwinger mit unterschiedlichen Schwingzeiten T_i , aber gleicher Dämpfung ζ , unter gegebener Erdbebenanregung untersucht. Die Maximalwerte der Systemantwort, z.B. den Maximalwert der Beschleunigungen S_{ai} werden als Funktion der Schwingzeiten graphisch eingetragen (siehe Abbildung 3.4).

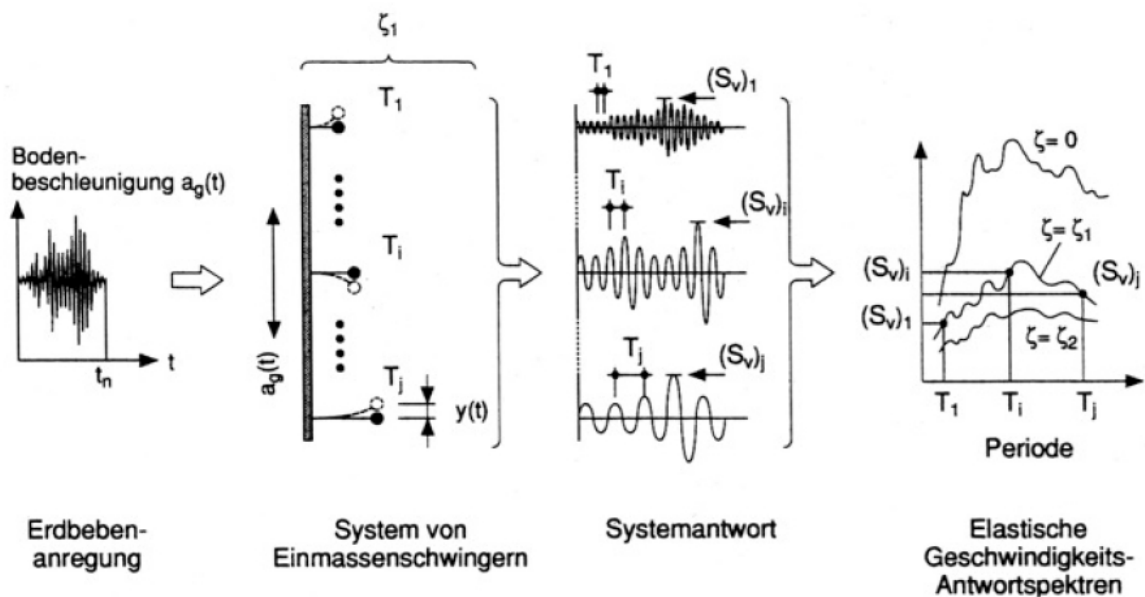


Abbildung 3.4: Ermittlung linearer Antwortspektren unterschiedlich duktiler Bauwerke [3]

3.4 Bemessungsspektrum

Die elastischen Bemessungsspektren werden aus der geglätteten Umhüllenden der elastischen Antwortspektren mehrerer registrierter Erdbeben vergleichbarer Intensität gebildet.

Die Kurven werden meist, durch Division durch die Bemessungsbodenbeschleunigung, normiert dargestellt. Die Glättung der Antwortspektren erfolgt an Eckfrequenzen, die den Verlauf in vier Teilbereiche gliedern.

Die Eckfrequenzen durch die Kontrollperioden T_A , T_B , T_C und T_D definiert (siehe Abbildung 3.5).

- zwischen T_A und T_B : hochfrequenten beschleunigungssensitiven Bereich
- zwischen T_B und T_C : mittelfrequenten geschwindigkeitssensitiven Bereich
- zwischen T_C und T_D : niederfrequenten Bereich der Spektralverschiebungen

T_D entspricht der Herddauer des Bebens. Die in Abbildung 3.5 dargestellten Kurven A bis E entsprechen unterschiedlichen Untergrundverhältnissen.

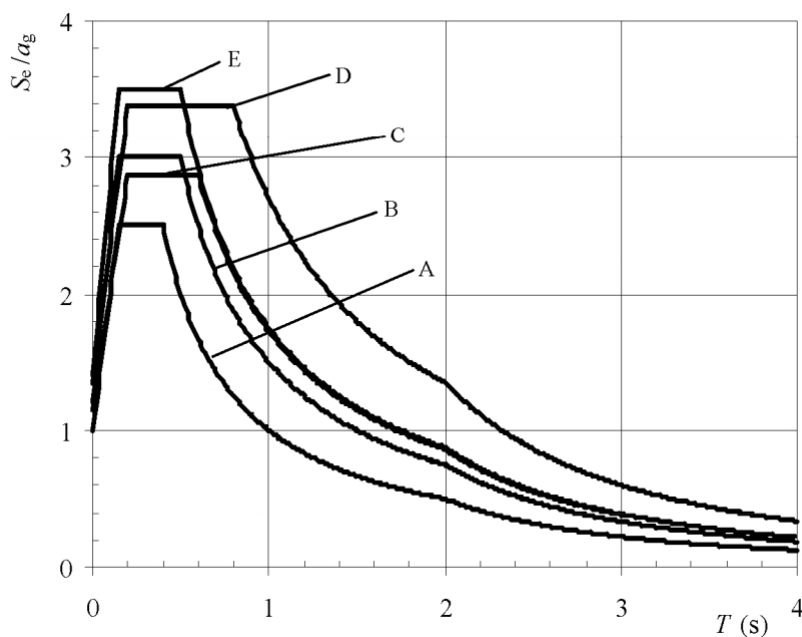


Abbildung 3.5: Antwortspektrum nach Eurocode 8 (Typ1) [33]

Kapitel 3 Seismische Einwirkungen

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

Abbildung 3.6: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 nach Eurocode 8 [33]

Die Kontrollperioden werden im Eurocode 8 in Abhängigkeit von den Bodenparametern vorgegeben. Mit abnehmender Bodensteifigkeit werden die Perioden (T) vergrößert und die Beschleunigungsspektren verringert (siehe Abbildung 3.6).

Beim elastischen Antwortspektrum wird die Dämpfung gleich 5% gesetzt (diese Dämpfung gilt im allgemein für Stahlbetonbauwerke). Beim Bemessungsspektrum ist keine Umrechnung auf Dämpfungswerte ungleich 5% vorgesehen. Die Berücksichtigung der Energiedissipation erfolgt ausschließlich über den Verhaltensbeiwert q , welcher das viskose Dämpfungsvermögen inkludiert.

Das Bemessungsspektrum leitet sich somit durch Skalierung der elastischen Antwortspektren mit dem Verhaltensbeiwert q ab. Dieser berücksichtigt näherungsweise, dass die Duktilität der Struktur ein plastisches Verformungsverhalten ermöglicht und Kräfte dissipiert werden können.

Für den Kippnachweis oder Gleitnachweis des Bauwerkes darf der Verhaltensbeiwert maximal mit $q = 1,5$ angesetzt werden.

Für beide horizontale Richtungen und für die vertikale Richtung wird das gleiche Bemessungsspektrum angewendet. Die Vertikalkomponente ist vernachlässigbar, falls $a_{vg} \leq 0,25 \cdot g$ ist. Die Vertikalkomponente ist in Österreich selten relevant. Bei unregelmäßigen Bauwerken kann sie jedoch unter bestimmten Voraussetzungen relevant werden, wenn z.B. Träger durch große Einzellasten beansprucht werden. Die Ermittlung der Spektralwerte der Teilbereiche in horizontaler Richtung erfolgt nach den Beziehungen in Abbildung 3.7.

Im *Nationalen Anhang* des Eurocode 8 wird ausgeführt, dass höhere Verhaltensbeiwerte nur beschränkt anzusetzen sind, da es insbesondere bei tragenden Wänden schwierig ist, die erforderliche Krümmungsduktilität tatsächlich zu erzielen. Für Bauwerke aus Betonfertigteilen wird empfohlen den Verhaltensbeiwert nicht größer als 1,5 anzunehmen.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Abbildung 3.7: Horizontales Bemessungsbeschleunigungsspektrum $S_d(T)$ nach Eurocode 8 [33]

Eine weitere Skalierung der Antwortspektren erfolgt ebenfalls durch die Bedeutung des Bauwerks. Die Faktoren errechnen sich aus der zugrunde gelegten Eintrittswahrscheinlichkeit von Erdbeben.

3.4.1 Klassifizierung des Untergrundes

Die geologischen Untergrundverhältnisse spielen bei der Ermittlung der Bemessungsspektren eine entscheidende Rolle. Bei steifen Böden werden die Tragwerke unmittelbar zu Schwingungen angeregt, während weiche Böden plastische Verformungen eine verzögerte Bewegung der oberirdischen Massen hervorrufen.

Die Bodeneigenschaften müssen durch geeignete Untersuchungen festgestellt werden. Die Einteilung der Böden erfolgt nach der geologischen Schichtenfolge und der Bestimmung der Scherwellenfestigkeiten (v_s ,30) oder mit dem Standard-Penetration-Test (NSTP). Die Bodeneigenschaften bis Gründungsniveau (ca. 3 Meter) bleiben bei der Festlegung der Baugrundklasse üblicherweise unberücksichtigt. Die Bodeneigenschaften werden bis 30 m Tiefe erfasst und als gewichtete Mittelwerte angegeben.

Bei plastischen oder in hohem Maße wasserhaltigen Böden (Schluffe, Tone) liegt bei Erschütterungen Gefahr der Bodenverflüssigung vor. Die Wasserteilchen werden dabei aus der Struktur gelöst und der Baugrund versagt unter der Belastung durch das Bauwerk. Für die dynamischen Eigenschaften solcher Böden ist eine Einschätzung durch sachkundige Geotechniker erforderlich.

Anhand der Bodenparameter werden die Bodenklassen in Normen festgelegt. Im [Eurocode 8] werden die Klassen A, B, C, D, E, S1 und S2 beschrieben. In den meisten Fällen können die zu untersuchenden Böden anhand dieser Tabelle abgeschätzt werden. Ausnahmen sind Bauwerke in den Zonengruppen 3 und 4 und der Bedeutungskategorie III und IV. Liegt der vorliegende Boden zwischen zwei Klassen, ist die ungünstigere zu wählen.

Tabelle 3.1 — Baugrundklassen

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			
S_1	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
S_2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S_1 enthalten ist			

Abbildung 3.8: Einteilung der Baugrundklassen nach Eurocode 8 [33]

3.4.2 Erdbebenzonen

Die nationalen Territorien werden in Erdbebenzonen konstanter seismischer Gefährdung eingeteilt (siehe Abbildung 3.2 auf Seite 43). Den Zonen wird eine Referenz-Bodenbeschleunigung für die (Referenz-) Baugrundklasse A $a_{g,R}$ für eine (Referenz-) Wiederkehrperiode $T_{N,cr}$ (Bedeutungsbeiwert $I = 1$) zugewiesen.

Zwei besondere Gefährdungsstufen führen zu geringeren Anforderungen nach EC8.

geringe Seismizität

Geringe Seismizität liegt vor, wenn für Baugrundklassen A

$$a_{g,R} \leq 0,08 \cdot g \quad (3.2)$$

bzw. wenn die Bemessungsbeschleunigung

$$S * a_{g,R} \leq 0,1 \cdot g \quad (3.3)$$

beträgt. Hierfür dürfen in Abhängigkeit des Bauwerkstyps reduzierte oder vereinfachte Verfahren angewandt werden.

sehr geringe Seismizität

Darunter versteht man den Fall, dass die Auswirkungen der Windeinwirkungen höhere Beanspruchungen als die Auswirkungen aus Erdbebeneinwirkungen erzeugen. Für solche Fälle müssen die Vorschriften des EC 8 nicht berücksichtigt werden.

3.4.3 Kombination von Beanspruchungen

Die Kombination aller im Erdbebenfall auftretenden Lasten erfolgt nach Eurocode 8 unter Berücksichtigung von Kombinationsbeiwerten ψ_{2i} für die jeweilige Beanspruchung. Eine detaillierte Aufstellung der Einwirkungen wird im [Kapitel Bemessung] angeführt. Für den Kombinationsbeiwert der Erdbebeneinwirkung gilt folgende Beziehung:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (3.4)$$

In Österreich wird der Wert φ gleich 1,0 gesetzt.

3.4.4 Bedeutungskategorie

Die Bedeutungskategorie hängt von der Nutzung und dem öffentlichen Interesse des Bauwerks ab. Im Erdbebenfall werden an Notfallstationen besondere Anforderungen gestellt. Die Bedeutungskategorien im Eurocode 8 sind in Abbildung 3.9 dargestellt.

Kapitel 3 Seismische Einwirkungen

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

Abbildung 3.9: Bedeutungskategorien für Hochbauten [33]

3.4.5 Schadensfolgeklassen

In ÖNORM 1990 wird im *Anhang B* eine Einteilung für die Bedeutung von Schadensfolgen. Die Auswirkungen von Bauteil- oder Bauwerkversagen werden in Abhängigkeit von der Gebäudeart als Schadensfolgeklassen (CC) beschrieben.

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

Abbildung 3.10: Schadensfolgeklassen aus EN 1990:2002 Anhang B, Tabelle B.1

3.5 Bemessungsspektrum nach Eurocode 8

Für Berechnung von Bauwerken mit einem Antwortspektrumverfahren ist die Kenntnis des linear-elastischen Bemessungsspektrums erforderlich. In Österreich ist nur die Spektralform vom Typ 1 nach Eurocode 8 anzuwenden.

Die Ermittlung des horizontalen Bemessungsspektrums nach Eurocode 8 lässt sich in folgende Schritte gliedern:

- Ermittlung der Referenz- (Spitzen-) Bodenbeschleunigung
- Festlegen der Baugrundklasse
- Festlegen des Bedeutungsbeiwertes
- Ablesen der Eckfrequenzen (Perioden T_A , T_B , T_c und T_D)
- Verhaltensbeiwert q festlegen
- Mindestbodenbeschleunigung berechnen

$$S_d(T) > *a_{g,Rmit} = 0,2 \quad (3.5)$$

- Berechnen des Verlaufes der Spektralbeschleunigung $S_d(T)$ nach [ÖNORM EN 1998-1 3.2.2.5]

Mit einem Tabellenkalkulationsprogramm können die Graphen des Antwortspektrums mit den Formeln in Abbildung 3.7 geplottet werden.

Bodenbeschleunigung Die Bodenbeschleunigung kann aus den Erdbebenzonenkarten des *Nationalen Anhangs* des Eurocode 8 entnommen werden.

Verhaltensbeiwert Stahlbetonbauten können im Allgemeinen mit höherer Duktilität ausgeführt werden. Da das duktile Verhalten von Fertigteilen schwer sicherzustellen ist, wird solche Tragwerke die Einstufung in die Klasse DCM, und die Festlegung des Verhaltensbeiwertes mit $q = 1,5$ empfohlen ([22], [35]).

Für geringe seismische Beanspruchungen darf auch die niedrigste Duktilitätsklasse L (DCL) gewählt werden. Für solche Bauwerke sind bei der Bemessung nur die Regeln des Eurocode 2 anzuwenden.

3.6 Einwirkungen

Die maßgebenden Einwirkungen E_{AEd} sind aus den Lastkombinationen zu ermitteln. Die Kombination der einzelnen Einwirkungen erfolgt durch

$$E_{AEd} = E\left\{\sum G_{kj} \oplus \gamma_1 \times A_{Ed} \oplus \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}. \quad (3.6)$$

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben A_{Ed} werden bestimmt aus

$$A_{Ed} = A\left\{\sum G_{kj} \oplus \sum \varphi \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\}. \quad (3.7)$$

Der Wichtungsfaktor für Einwirkungen aus Erdbeben γ_1 wird in der Regel mit 1,0 angesetzt.

In Österreich wird, laut *Nationalem Anhang* des Eurocode 8, der Beiwert $\varphi = 1,0$ gesetzt.

Einwirkungskombinationen

Die Einwirkungen werden nach Formel (3.7) gebildet. Die Kombination der charakteristischen Einwirkungen kann gemäß Tabelle 3.1 erfolgen.

Lastkombination	G_k	$Q_{k,i}$	$A_{Ed,x}$	$A_{Ed,y}$	Anmerkung
LK1	1,0	1,0	0	0	statische Bemessung
LK2	1,0	0,3	1,0	0,3	Erdbeben in X-Richtung
LK3	1,0	0,3	1,0	0,3	Erdbeben in X-Richtung
LK4	1,0	0,3	0,3	1,0	Erdbeben in Y-Richtung
LK5	1,0	0,3	0,3	1,0	Erdbeben in Y-Richtung

Tabelle 3.1: Kombination der Einwirkungen G_k , $Q_{k,i}$, A_{Edx} und A_{Edy}

Kapitel 4

Dynamische Berechnung von Geschößwohnbauten

4.1 Grundlagen der Baudynamik

Im Vergleich zu statischen Berechnungen, werden in der Baudynamik zeitvariante Vorgänge betrachtet. Die Bauteile sind in Bewegung und sich verändernden Zuständen und Beanspruchungen ausgesetzt. Daraus resultieren erhöhte Anforderungen an die Modellbildung und an die Berechnungsverfahren von Tragwerken. Die Grundlage baodynamischer Berechnungen stellen die Bewegungsgleichungen dar.

4.1.1 Die Bewegungsgleichung

Bewegungsgleichungen sind partielle Differentialgleichungen, die den Zusammenhang zwischen den dynamischen Einwirkungen und der Systemantwort beschreiben. Die Tragssysteme werden durch Masse, Steifigkeit und Dämpfung beschrieben. Unter äußerer dynamischer Beanspruchung werden Massenträgheitskräfte, Federkräfte und Dämpfungskräfte des Tragwerks aktiviert. Die inneren Kräfte sind das Produkt aus Bewegungsgrößen und Systemeigenschaften.

- Massenträgheitskraft: $F_m(t) = m \cdot \ddot{u}(t)$
- Dämpfungskraft: $F_c(t) = c \cdot \dot{u}(t)$
- Federkraft: $F_k(t) = k \cdot u(t)$

Durch formulieren einer Gleichgewichtsbeziehung, die zu allen Zeitpunkten t gelten muss, kann als Bewegungsgleichung angeschrieben werden:

$$F_m(t) + F_c(t) + F_k(t) = F(t) \quad (4.1)$$

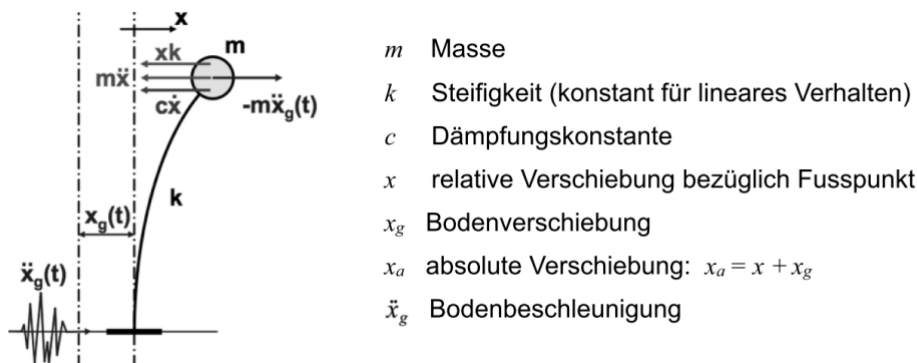


Abbildung 4.1: Linearer Einmassenschwinger unter Fusspunktbeschleunigung [3]

bzw. in Darstellung mit den Bewegungsgrößen

$$m \cdot \ddot{x}(t) + c \cdot \dot{x}(t) + k \cdot x(t) = F(t) \quad (4.2)$$

Das einfachste dynamische Tragsystem liegt in Form des Einmassenschwingers (EMS, engl.: Single Degree of Freedom SDOF) vor. Obwohl solche Systeme in der Realität nur selten anzutreffen sind (Wassertürme, Pendel), werden an EMS eine Vielzahl von Untersuchungen durchgeführt. Der Grund ist, dass das Verhalten komplizierter Systeme häufig auf der Grundlage von Einmassenschwingern beschrieben werden kann. Ein linearer Einmassenschwinger unter Fusspunktbelastung ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

Duhamel-Integral

Die Herleitung der Lösung der Bewegungsgleichung wird ausführlich in [24] beschrieben. Das Ergebnis für die Verschiebungen liegt mit dem sogenannten Duhamel-Integral vor. Für den gedämpften Fall eines Einmassenschwingers unter beliebiger Anregung lautet die Gleichung für die Verschiebung

$$x(t) = 1/(m \cdot \omega_D) \int_0^t [F(\tau) \cdot e^{-\zeta \cdot \omega_n \cdot (t-\tau)} \sin(\omega_D \cdot (t-\tau))] d\tau \quad (4.3)$$

Hierin bezeichnen m die Masse, ω_n bzw. ω_D die natürlichen bzw. gedämpften Eigenfrequenzen und ζ die Dämpfung des betrachteten Systems.

Die Verschiebungen setzen sich aus Anteilen der homogenen Lösung freier Schwingung (keine Belastung) und der partikulären Lösung zufolge dynamischer Lasten $F(t)$ zusammen. Die Gesamtlösung wird durch Überlagerung der homogenen und partikulären Lösung zusammengesetzt.

4.1.1.1 Dämpfung von Tragwerken

Die realen Systeme weisen Mechanismen auf, die Energie dissipieren und dadurch bewirken, dass Schwingungen mit der Zeit abklingen.

Die Bewegungsgleichung für gedämpfte Schwingung 4.2 kann - nach Division durch die Masse - wie folgt angeschrieben werden

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{x}(t) + \omega_n^2x(t) = 0 \quad (4.4)$$

Hierin bezeichnet ζ das Lehrsche Dämpfungsmaß. Es gilt

$$\zeta = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_n} \quad (4.5)$$

Die Eigenfrequenzen des gedämpften Systems verkürzen sich auf $\omega_D = \omega_n \cdot \sqrt{1 - \zeta^2}$. Die Periode wird hingegen durch die Dämpfung gestreckt und beträgt $T_D = 2\pi/\omega_D = T_n/(1 - \zeta^2)$.

Dieser Effekt wird oft vernachlässigt, da dies für Systeme mit geringen Dämpfungen ($\zeta < 20\%$) eine zulässige Näherung darstellt [23]. Deshalb wird die Eigenfrequenz des gedämpften Systems derjenigen des ungedämpften gleichgesetzt.

$$\omega_D \approx \omega_n \quad (4.6)$$

Die allgemeine Lösung für die Verschiebungen für die gedämpfte Schwingung lautet:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \cdot [x_0 \cos \omega_D t + ((\dot{x}(t) + \zeta\omega_n \cdot x_0)/\omega_D) \sin \omega_D t] \quad (4.7)$$

Nach Bachmann [23] können Dämpfungsmechanismen folgendermaßen unterschieden werden:

- *Interne Dämpfung*
 - Material-Hysteresis (viskos (=geschwindigkeitsproportional), Reibung, Fließen, plastische Verformung)
 - Kontaktbereiche innerhalb der Tragwerke (Lager, Fugen)
- *Externe Dämpfung*
 - nichttragende Elemente
 - Energieabstrahlung in den Baugrund

Ansätze für die Dämpfung

Üblicherweise wird eine *klassische* modale Dämpfung unterstellt. Diese weist eine diagonale Matrizenform auf, was bedeutet, dass die Beiträge der Dämpfung jedes Modes, unabhängig von anderen Eigenformen sind. Bei der Darstellung der Dämpfung nach Rayleigh, erfolgt diese als eine lineare Kombination von der Massen- und Steifigkeitsmatrix.

Eine genauere Methode, bei der die physikalischen Gesetze weniger offensichtlich verletzt werden, kann durch die *nichtklassische* Modalanalyse erfolgen, bei der die Nebendiagonalelemente der Dämpfungsmatrix ebenfalls berücksichtigt werden (siehe Abbildung 4.2) [8].

In [24] werden Werte für die Dämpfung herkömmlicher Hochbauten aus verschiedenen Baumaterialien angegeben.

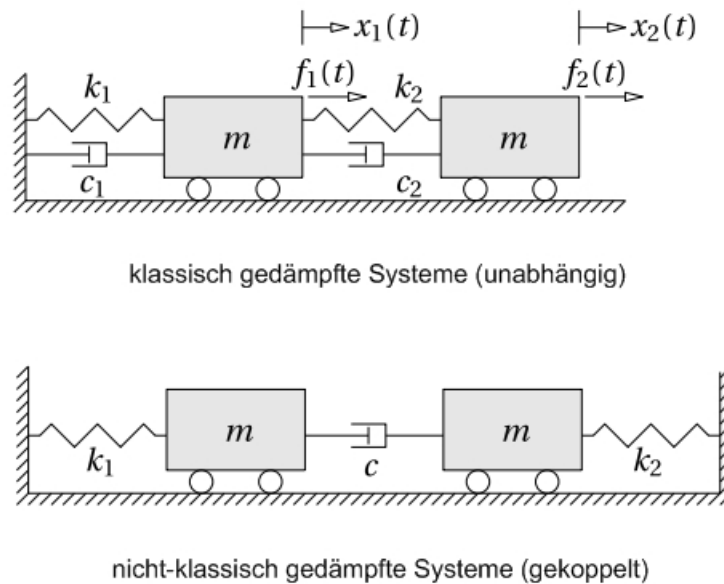


Abbildung 4.2: Ansätze für die Dämpfung von Mehrmassenschwingern [8]

4.1.1.2 Belastung durch Bodenbeschleunigung

Erdbeben beanspruchen den Einmassenschwinger durch Bodenbeschleunigung. Die Masse erfährt eine Verschiebung, die sich aus der Bodenverschiebung und einem relativen Anteil zusammensetzt.

$$\ddot{x}_a(t) = \ddot{x}_g(t) + \ddot{x}(t) \quad (4.8)$$

Der Beschleunigung der Masse wirken Trägheitskraft, Federkraft und Dämpfungskraft entgegen. Die Bewegungsgleichung beschreibt das Gleichgewicht aus den Kräften gebildet werden.

Durch Einsetzen von $\ddot{x}_a(t)$ und Umformung folgt

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t), \quad (4.9)$$

bzw. nach Division durch die Masse

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = -\ddot{x}_g(t). \quad (4.10)$$

Der rechte Term der Gleichung beschreibt die beschleunigte Masse des Schwingers und wird als Erdbebenkraft bezeichnet.

Die Lösung für einen in der Ruhelage angeregten Schwinger ($u(0)=0$, $\dot{u}(0)=0$) liefert Formel 4.2.

Wenn gilt, dass die Dämpfung geringen Einfluss auf die Eigenfrequenz hat ($\omega_D \approx \omega_n$) lautet die allgemeine Lösung für die Verschiebungen

$$x(t) = 1/(m \cdot \omega_n) \int_0^t [F(\tau) \cdot e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin(\omega_D \cdot (t - \tau))] d\tau. \quad (4.11)$$

4.1.2 Linearelastischer Mehrmassenschwinger

Beim Übergang vom Einmassen- auf den Mehrmassenschwinger werden Bewegungsgleichungen in allen Freiheitsgraden formuliert. Die Anzahl der Freiheitsgrade (n) entspricht der Anzahl unabhängiger Verschiebungen, die notwendig sind, um die Position aller relativ zur Ruhelage verschobenen Massen zu beschreiben. Die Steifigkeits- und Dämpfungskomponenten des Systems lassen sich durch die folgenden Beziehungen ermitteln:

- Die Federsteifigkeit k_{ij} , ist die Kraftkomponente des i -ten Knotens, wenn im Knoten j eine Einheitsverschiebung $x = 1$ angreift, und alle übrigen Knoten festgehalten werden

Die Federkraft eines Knotens ist die Summe der Festhaltekräfte aus allen möglichen Einheitsverschiebungen:

$$k_i = \sum k_{ij} \cdot x_j \quad (4.12)$$

- Die Dämpfungskraft c_{ij} , ist die Dämpfungskomponente des i -ten Knotens, wenn im Knoten j eine Einheitsgeschwindigkeit $\dot{x} = 1$ angreift, und alle übrigen Knoten festgehalten werden

Die Dämpfungskraft eines Knotens ist die Summe der Dämpfungskräfte aus allen möglichen Einheitsgeschwindigkeiten:

$$c_i = \sum c_{ij} \cdot \dot{x}_j \quad (4.13)$$

Werden die Massen den Knoten konzentriert gedacht, ergeben sich die Trägheitskräfte in den Freiheitsgraden zu

$$m_i \cdot \ddot{x}_{ia} = m_i \cdot (\ddot{x}_i + \ddot{x}_g) \quad (4.14)$$

Abbildung 4.3 a) zeigt einen Dreimassenschwinger in der ursprünglichen und der ausgelenkten Lage nach Fusspunkterregung. Weiters sind in Abbildung 4.3 b) die Federkräfte und die Eigenformen in den drei möglichen Verformungszuständen dargestellt.

Durch formulieren der Gleichgewichtsbedingungen in allen Knoten, lassen sich die Bewegungsgleichungen formulieren. In Matrixschreibweise lauten diese

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{x} + \mathbf{C} \cdot \dot{x} + \mathbf{K} \cdot x = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{e} \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (4.15)$$

Bei konzentrierten Massen liegt die Massenmatrix als Diagonalmatrix dar. Die Steifigkeits- und Dämpfungsmatrizen liegen üblicherweise nicht als Diagonalmatrizen vor. Dadurch sind die Gleichungen in den verschiedenen Freiheitsgraden voneinander abhängig und lassen sich nicht entkoppelt lösen.

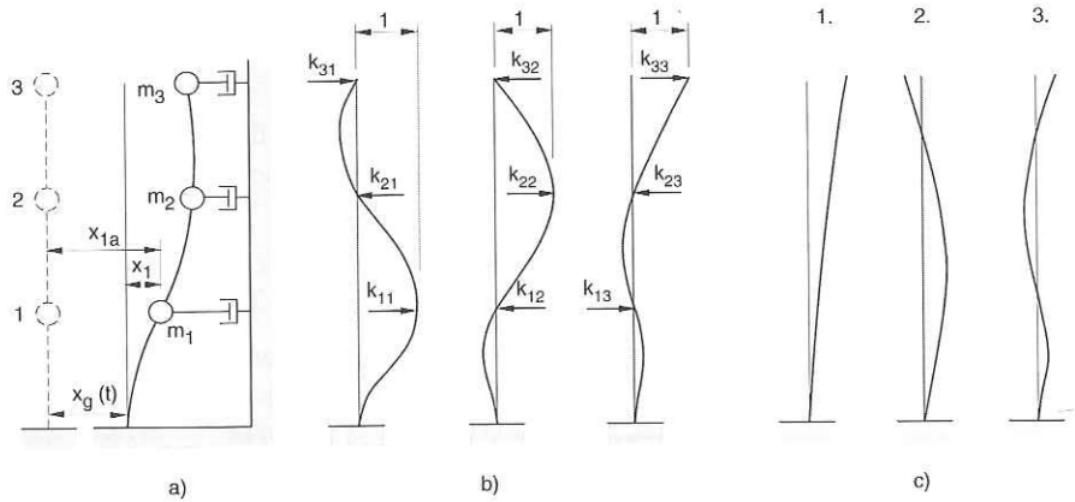


Abbildung 4.3: Dreimassenschwinger: a) System im ursprünglichen und ausgelenkten Zustand nach Fusspunkterregung, b) Festhaltekräfte für Auslenkungen in den Freiheitsgraden, c) b) Eigenformen [23]

4.1.2.1 Modale Analyse

Die Modale Analyse ist eine Methode, die es ermöglicht die Differentialgleichungen zu entkoppeln. Es werden zuerst die Eigenfrequenzen am ungedämpften, frei schwingenden System berechnet. Die Dämpfung wird in einer Nachlaufrechnung als modale Dämpfung berücksichtigt.

Zur Lösung des Gleichungssystems werden die Verschiebungen durch zeitabhängige modale Koordinaten $y_k(t)$ und konstanten Eigenformen ϕ_n beschrieben. Die *Variablentransformation* ergibt

$$x_k(t) = y_k(t) \cdot \phi_n \quad (4.16)$$

Diesem Ansatz liegt zugrunde, dass die Schwingungen der Knoten durch Eigenformen ϕ_n beschrieben werden können, welche sich zu allen Zeitpunkt nur durch deren Skalierung durch eine harmonische Funktion $y_k(t)$, den sogenannten modalen Koordinaten, unterscheiden.

Für die Geschwindigkeiten und Beschleunigungen ergibt sich nach erster und zweiter Ableitung

$$\dot{x}_k(t) = \dot{y}_k(t) \cdot \phi_n, \quad \ddot{x}_k(t) = \ddot{y}_k(t) \cdot \phi_n. \quad (4.17)$$

Werden die Bewegungsgrößen 4.16 und 4.17 in die Gleichungen Formel 4.15 eingesetzt,

kann die Bewegungsgleichung angeschrieben werden durch:

$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 * \mathbf{M}] \cdot \phi_n = 0. \quad (4.18)$$

Da eine nichttriviale Lösung gesucht wird können die Eigenvektoren nicht Null werden, und es folgt das *Eigenwertproblem*

$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 * \mathbf{M}] = 0. \quad (4.19)$$

Die Lösung des Eigenwertproblems (mit geeigneten Programmen) liefert die gesuchten Eigenkreisfrequenzen ω_n und die Eigenformen ϕ_n . Als Eigenwerte werden die Quadrate der Eigenkreisfrequenzen (ω_n^2) bezeichnet. Die Eigenfrequenzen werden normalerweise der Größe nach sortiert, wobei die niedrigste als Grundfrequenz bezeichnet wird.

Die Eigenvektoren ϕ_n lassen sich aus Formel 4.19 bestimmen, und können einer modalen Matrix der Eigenvektoren zusammengefasst werden.

$$\Phi = \begin{pmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2i} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{nn} \end{pmatrix} \quad (4.20)$$

Orthogonalität der Eigenformen

Die Eigenformen unterschiedlicher Eigenfrequenzen w_n und w_r weisen zueinander *orthogonale Eigenschaften* auf. Das heißt, dass der Wert einer mit ϕ_i links- und ϕ_k rechts-multiplizierten Steifigkeitsmatrix oder der Massenmatrix, wobei $\phi_i \neq \phi_i$, Null wird.

Weiters bewirkt die Orthogonalität, dass folgende quadratische Matrizen diagonal sind

$$M^* = \Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{1} \quad K^* = \Phi^T \mathbf{K} \Phi = \Omega^2 \cdot M^* \quad (4.21)$$

M^* wird als modale Massenmatrix und K^* als modale Steifigkeitsmatrix bezeichnet.

Der modale Ansatz für die Dämpfung lautet als Linearkombination von Masse und Steifigkeit, unter Berücksichtigung von Formel 4.1.1.1,

$$C^* = \Phi^T \mathbf{C} \Phi = \alpha \cdot M^* + \beta \cdot K^* = \text{diag}(2 \cdot \zeta_k \cdot \omega_k \cdot m_k^*) \quad (4.22)$$

Die Beiwerte α und β werden in [24] beschrieben.

Die Bewegungsgleichungen in den transformierten Variablen lauten:

$$\ddot{y}_k + 2 \cdot \zeta_k \cdot \omega_k \cdot \dot{y}_k + \omega_k \cdot y = \phi_k \cdot m_k \cdot \ddot{x}_g. \quad (4.23)$$

4.2 Berechnungsmethoden

Vor der Lösung der Differentialgleichungen, ist es notwendig die Anwendungsgrenzen zu definieren. Die Festlegung der Anwendungsgrenzen erfolgt anhand der vorliegenden Systemeigenschaften (Regelmäßigkeit, Tragsystem und Werkstoffe) sowie der zulässigen Modellbildung und möglichen Vereinfachungen.

4.2.1 Wahl der Berechnungsmethode

Die Auswirkungen Regelmäßigkeitskriterien auf die Wahl der Berechnungsmethode sind in Abbildung 4.4 dargestellt. Der Eurocode 8 beurteilt aufgrund der Komplexität des Gebäudes vor, welche der angeführten Berechnungsmethoden angewandt werden müssen.

In der Regel werden linear-elastische Werkstoffgesetze herangezogen. In manchen Fällen müssen allerdings komplexere Ansätze für Werkstoff- und Tragverhalten herangezogen werden. Die Einhaltung der gewählten Anwendungsgrenzen ist nach erfolgter Berechnung nachzuweisen.

Die Werkstoff- und Tragwerkseigenschaften sind die Grundlage für die Festlegung der Duktilitätsklasse.

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
Ja	Ja	Eben	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Ja	Nein	Eben	Modal	Abgemindert
Nein	Ja	Räumlich ^b	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Nein	Nein	Räumlich	Modal	Abgemindert

^a Falls die Bedingung von 4.3.3.2.1(2)a ebenfalls erfüllt ist.
^b Unter den besonderen Bedingungen von 4.3.3.1(8) darf ein eigenes ebenes Modell in jeder der beiden Horizontalrichtungen verwendet werden, nach 4.3.3.1(8).

Abbildung 4.4: Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und -auslegung aus [33]

4.2.2 Duktilitätsklassen

Nach Eurocode 8 werden Tragwerke in die Klassen DCL (geringe Duktilität), DCM (mittlere Duktilität) oder DCH (hohe Duktilität) eingeteilt.

Die Wahl der Duktilitätsklasse bestimmt den Grundwert des Verhaltensbeiwerts q , der bei zur Ermittlung des Bemessungsspektrums erforderlich ist (siehe Tabelle 4.1). Werte für α_u und α_1 sind Multiplikatoren zur Berücksichtigung von Überfestigkeiten und werden im Eurocode 8 definiert [33].

Tragwerkstyp	DCM	DCH
Rahmensystem, Mischsystem, System mit gekoppelten Wänden	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Ungekoppeltes Wandsystem	3,0	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Torsionsweiches System (Kernsystem)	2,0	3,0
Umgekehrtes Pendel-System	1,5	2,0

Tabelle 4.1: Verhaltensbeiwerte in Abhängigkeit der Duktilitätsklassen

Die Definition des Verhaltensbeiwerts wird in Kapitel 2.1.1 beschrieben. Abbildung 4.5 zeigt die Definition des Verhaltensbeiwertes als Verhältnis der Kräfte gleichgesetzter Verschiebungen (links) und bei Gleichsetzung der Formänderungsarbeit (rechts).

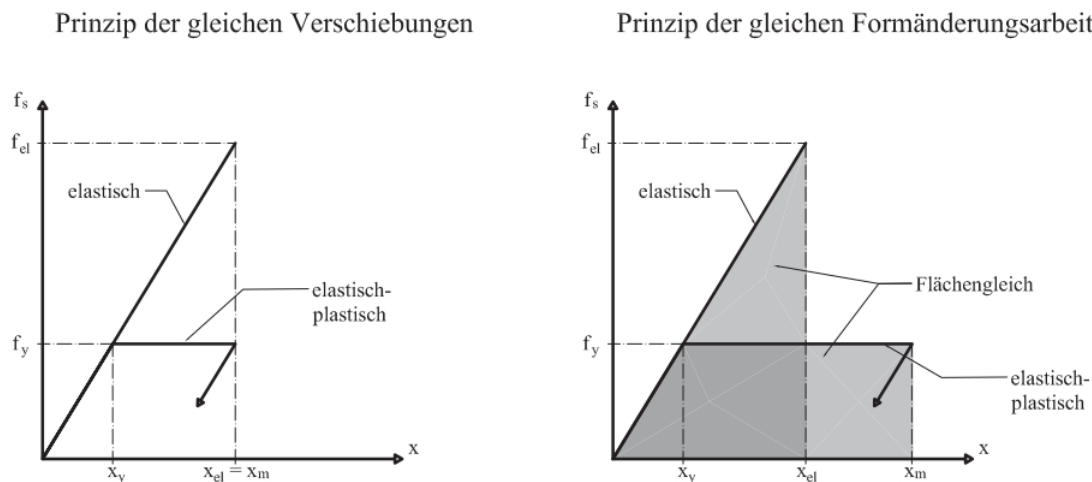


Abbildung 4.5: Prinzipien zur Definition des Verhaltensbeiwerts q [3]

4.2.3 Werkstoffgesetze

Für den Werkstoff können Last-Verformungs-Beziehungen anhand von Materialmodellen beschrieben werden. Meistens wird ein linearer Zusammenhang unterstellt, der auf den Annahmen des Hookschen Gesetzes beruhen. Dieses besagt, dass nach Entfernen der Last, das System in seinen Ausgangszustand zurückkehrt. Die elastische Eigenschaft eines Werkstoffs trifft jedoch nur unterhalb der Fließgrenze des Materials zu.

Nichtlineare Materialmodelle berücksichtigen plastische Verformungen des Tragwerks, die unter Beanspruchungen oberhalb der Fließgrenze auftreten. Solche Modelle können beispielsweise durch einen bilinearen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen angenähert werden (siehe Abbildung 4.6).

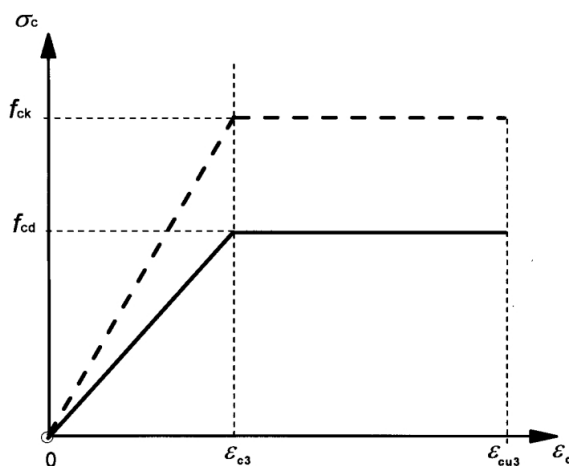


Abbildung 4.6: Bilineare Spannungs-Dehnungslinie aus [32]

Das Zusammenwirken zwischen Beton und Stahl wirklichkeitsnah zu erfassen, ist mit einfachen Materialmodellen nicht möglich. Bei Stahlbetonbauteilen treten unter zunehmender Belastung Risse auf und die Beanspruchung wird auf die Bewehrung übertragen.

Daher liegt das nichtlineare Verhalten im Reißen des Betons und Fließen der Bewehrung vor, die zu irreversiblen Gefügeveränderungen führen. Bei wechselnder Beanspruchung kommt es zu Schädigungen, die bewirken, dass sich die Verformungseigenschaften des Materials nach jedem Zyklus verändern (siehe Abbildung 4.6). Stellt man die Last-Verformungsbeziehungen in einer Graphik dar, lassen sich Hysteresekurven der Werkstoffe ermitteln (siehe Abbildung 4.7).

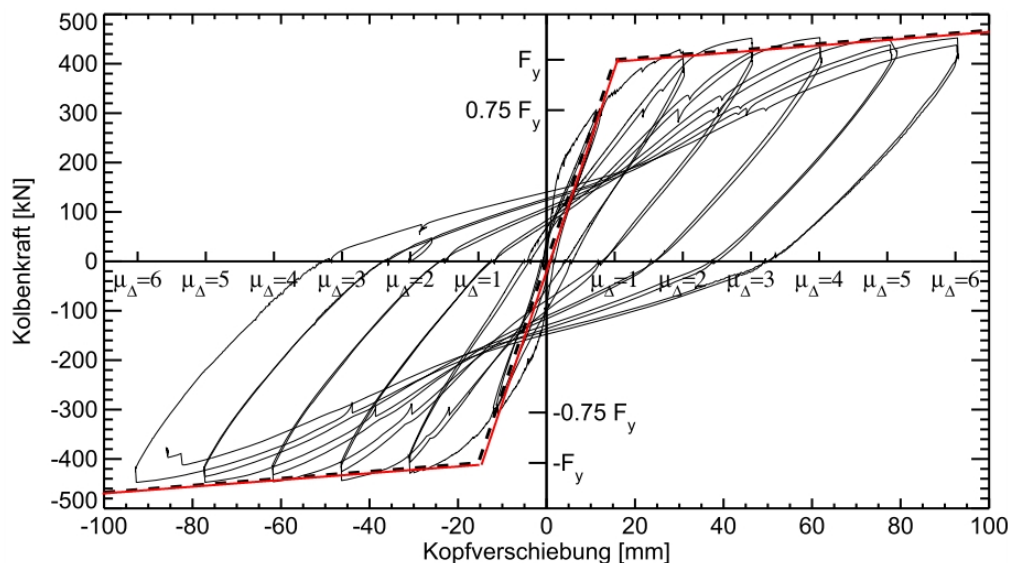


Abbildung 4.7: Zyklisches Verhalten von Tragwänden aus Stahlbeton (Spannungs-Hysterese) [3]

Das erste Bild in Abbildung 4.7) zeigt das Verhalten einer Stahlbetontragwand, Verfestigung erfolgt nur für Druckbeanspruchung. Die absoluten Dehnungen sind grösser als die absoluten Stauchungen.

Im zweiten Bild tritt ausgeprägtes Druckfließen einer Stahlbetonstütze mit großer Normalkraft ein und die absolute Dehnung und Stauchung sind etwa gleich.

Beton

Die Betongüten im Fertigteilbau sind im Eurocode 2 geregelt [32]. Die gebräuchlichsten Betongüten sind für Normalbeton (Kiesbeton) die Klassen C25/30-XC2 und C30/37-XC3. In Abbildung 4.8 werden die Bemessungswerte der gebräuchlichsten Festigkeitsklassen angeführt.

Bei den meisten Fertigteilwerken können beliebige Rezepturen hergestellt werden. Auch Faserbetone, selbstverdichtende Betone (SCC) und hochfeste Betone werden eingesetzt. Die Betondeckungen bei Fertigteilen können aufgrund der Fertigungstechniken geringer als in der Ortbetonbauweise ausgeführt werden. Die Anforderungen an Brandschutz und Witterungsschutz sind maßgebend.

Festigkl.	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f_{ck}	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{cd}	10,67	13,33	16,67	20,00	23,33	26,67	30,00	33,33
f_{ctm}	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
E_{cm}	29 000	30 000	31 000	33 000	34 000	35 000	36 000	37 000

Abbildung 4.8: Bemessungswerte der Festigkeitsklassen (N/mm^2) [18]

Bewehrungsstahl

Die Bewehrung wird in Form von Stäben, Matten oder Bügeln verlegt. Bei Halbfertigteilen kommen zusätzlich noch die Gruppe der Gitterträger hinzu.

Die wichtigsten Eigenschaften des Bewehrungsstahls sind (vglch. [32]):

- Streckgrenze f_{yk} und Zugfestigkeit f_t
- Duktilität ϵ_{uk} und f_t/f_{yk}
- Biegebarkeit und Verbundeigenschaften
- Schweißbarkeit

In Österreich wird Baustahl der Klasse *BSt 550* verwendet ($f_{yk} = 550 kN/mm^2$). Für den Stahl wird ein bilineares Materialverhalten zugrunde gelegt.

Eine weitere Form der Bewehrung ist bei der Vorspannung von Bauteilen gegeben. Als Spannstähle werden hochfeste Stähle in Form von Litzen, Drähten und Stäben verwendet, mit Zugfestigkeiten bis ca. $1700 kN/mm^2$.

Berücksichtigung der Rissbildung

Da Stahlbeton ein ausgeprägtes nichtlineares Verhalten durch Reißen des Betons unter Zugbeanspruchung aufweist, ist die Unterstellung eines linear-elastischen Zustandes oft nicht realitätsgetreu.

In [36] wird empfohlen Berechnungen für den gerissenen und den ungerissenen durchzuführen. Im gerissenen Zustand kann die Steifigkeit normkonform auf die Hälfte herabgesetzt werden. Der Verformungsnachweis liefert im gerissenen Zustand die konservativsten Ergebnisse. Bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen liefern Untersuchungen im ungerissenen Zustand, aufgrund der größeren Steifigkeiten, die maßgebenden Lasten.

4.2.4 Nichtlineare Berechnungen

Bei der Berechnung wird die Differentialgleichung an die Rand- und Anfangsbedingungen angepasst und mit geeigneten Verfahren gelöst. Je nach Tragelement müssen Ansätze getroffen werden, die den Berechnungen zugrunde gelegt werden.

Geometrisch Nichtlineare Theorie

Bei Rahmen aus Stützen und Trägern können die Annahmen der Linearen Stabtheorie (Bernoulli-Hypothese, Kleinheit der Verformungen gegenüber den Systemabmessungen, Gültigkeit der Elastizitätstheorie) angewendet werden.

Bei Stabtragwerken *weichen* Tragwerken können große Verschiebungen auftreten, die eine zusätzliche Momentenbeanspruchung durch Exzentrizität der Vertikallasten verursachen. Die Schubverformungen sind in der Regel klein gegenüber den Biegeverformungen.

Bei Scheibentragwerken treten, aufgrund der höheren Steifigkeiten, geringere Verschiebungen auf. Bei großen Wandabmessungen kann es erforderlich sein auch Schubverformungen zu berücksichtigen.

Nach Eurocode 8 müssen die Effekte der Theorie 2. Ordnung (P- Δ -Effekte) berücksichtigt werden wenn folgende Bedingung nicht erfüllt wird:

$$\frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \geq 0,1. \quad (4.24)$$

Hierin sind P_{tot} die Horizontallasten, V_{tot} die Vertikallasten, h die Höhe und d_r die Horizontalverschiebung des betrachteten Geschoßes.

Physikalisch Nichtlineare Theorie

Das nichtlineare Werkstoffverhalten von Stahlbeton führt zu Kraftumlagerungen und plastischen Mechanismen. Diese Effekte können mit speziellen Materialparametern in iterativen Berechnungen berücksichtigt werden.

Bei der Kapazitätsbemessung (siehe Kapitel 5.2.3) soll sich das plastische Gelenk am Fusspunkt der Wand bilden, und die Tragwand selbst elastisch bleiben. Diese Forderung kann durch besonders definierte Auflagerreaktionen berücksichtigt werden: während die gesamte Aufstandsfläche Druck aufnehmen kann, soll der Zug (meist an den Wandenden) konzentriert eingeleitet werden.

In iterativen Schritten wird die Tragwand unter den gegebenen Lasten berechnet bis die Auflagerreaktionen den geforderten Randbedingungen von Zug- und Druckverteilungen entsprechen.

4.3 Modellierung

Die Modellierung des Tragwerks wird im Eurocode 8 vorgegeben (siehe Abbildung 4.4). Für die Modellierung kommen Stabwerke, ebene FE-Modelle oder räumliche FE-Modelle in Frage.

An das Rechenmodell, stellt der Eurocode 8 folgende Anforderungen:

- Das Bauwerksmodell muss die Verteilung der Steifigkeit, Festigkeit und Masse angemessen wiedergeben.
- Beiträge von Anschlussbereichen sekundärer tragender oder nichttragender Elemente müssen berücksichtigt werden.
- Werden die Deckenscheiben als starr in ihrer Ebene betrachtet, dürfen die Geschoßmassen und -steifigkeiten in deren Mittelpunktenkonzentriert gedacht werden.
- Starre Deckenscheiben liegen vor wenn die Horizontalverschiebung der nachgiebig modellierten Decken nirgendwo die absoluten Horizontalverschiebungen um mehr als 10% übersteigen.
- Werden die Anforderungen an die Regelmäßigkeit nach 4.3.3.1(8) [33] erfüllt, dürfen die Untersuchungen an zwei ebenen Modellen in den Haupttragrichtungen erfolgen.
- Die Festlegung der Steifigkeit von Betonbauteilen hat unter Berücksichtigung der Rissbildung zu erfolgen. Wenn keine genaueren Untersuchungen vorliegen, müssen die elastischen Biege- und Schubsteifigkeiten um die Hälfte reduziert werden.

Ebenes Modell

Sind die Anforderungen an die Regelmäßigkeit erfüllt, darf das Tragwerk in je einer Ebene für beide Haupttragrichtungen berechnet werden.

Die einfachste Möglichkeit liegt vor, wenn das Tragwerk als eingespannter Kragarm betrachtet wird. Die Steifigkeiten und Massen werden der Geschoße an der entsprechenden Höhe konzentriert.

Alternativ können am Fusspunkt eingespannte, bauwerkshohe Wandscheiben, vorzugsweise in einem FEM-Programm, modelliert werden. Dies erlaubt eine Berechnung der Spannungstrajektorien und den Schnittgrößenverlauf über die Bauteile. Dies ist besonders für Scheiben aus Fertigteilen eine geeignete Lösungsvariante.

Die Lasten werden häufig in den Geschoßschwerpunkten konzentriert gedacht. Zur Bestimmung der Lasten aus Nutzung und Eigengewicht, siehe Kapitel 4.5, werden Einflussflächen ermittelt oder die Ergebnisse statischer Berechnungen herangezogen.

Räumliches Modell

Bei Anwendung von Finite-Elemente-Programmen kann ein räumliches Modell erstellt werden. Die Eingaben sind mittlerweile ohne großen Zeitaufwand möglich, doch sie verleiten zu Fehlern, die auch aus der Fülle der Eingabemöglichkeiten und der Unwissenheit der Nutzer erfolgen. Einige wesentliche Parameter sollen hier aufgezeigt werden:

- Ansetzen der korrekten Materialparameter
- Berücksichtigung aller für die Tragwirkung wesentlicher Bauteile
- Auflagerbedingungen
- Massenaufstellung und Lastkombinationen für dynamische Berechnung
- Einschätzung und Überprüfung der Ergebnisse (Plausibilität)

Die räumliche Modellierung erlaubt eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Steifigkeiten. Mit der dynamischen Analyse dreidimensionaler Objekte lassen sich Torsionseffekte (meist höherer Eigenformen) gut erfassen. FE-Modelle liefern daher eine anschauliche Ausgabe der Gebäudeschwingungen (siehe Abbildung 4.9).

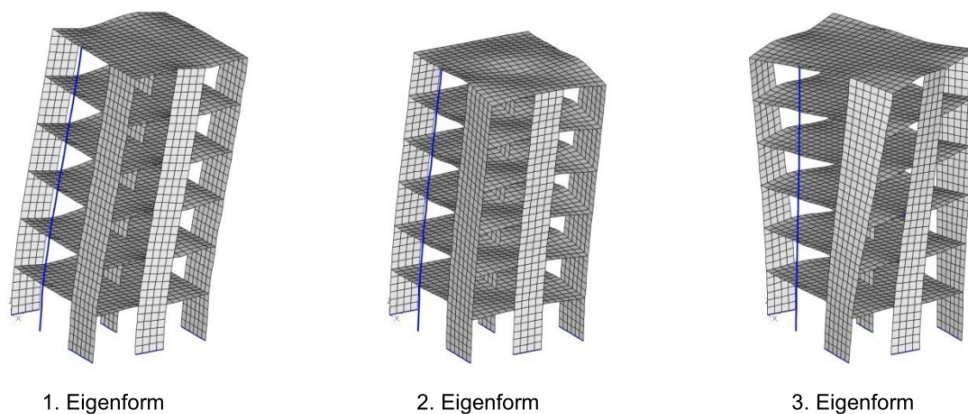


Abbildung 4.9: Räumliches Modell zur Bestimmung der Eigenfrequenzen und Eigenformen [30]

4.4 Eigenformen und Eigenfrequenzen

Die Ermittlung der Eigenfrequenzen ist für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung von großer Bedeutung. Das Antwortspektrum liefert den Verlauf der Beschleunigen über den Frequenzen. Durch die Kenntniss der Eigenfrequenzen lassen sich die Beschleunigungsspektren ablesen und die Lasten berechnen.

Grundschwingung

Für die meisten Tragwerke ist die erste Eigenform maßgebend. In der Grundschwingung, die der niedrigsten Eigenfrequenz entspricht und somit als ertste auftritt, werden die grössten Massenanteile aktiviert.

4.4.1 Abschätzung der Grundfrequenz

Bachmann [23] liefert eine Übersicht von Formeln zur Abschätzung der ersten Eigenfrequenz. Die Ermittlung der Eigenfrequenzen wird für die Definition der Erdbebeneinwirkung mittels Bemessungsspektren benötigt. Ein konservativer Ansatz ist von Beginn an den Plateau-Wert anzunehmen. Diese Annahme trifft für die erste Eigenform von Geschoßbauten in der Regel zu.

1. grobe Abschätzung

Die Grundfrequenz für ein Gebäude mit n Geschoßen beträgt:

$$f \approx \frac{10}{n} \quad (4.25)$$

nach Eurocode 8 darf diese grobe Abschätzung verwendet werden:

$$\frac{1}{f} \approx C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.26)$$

Hierin ist der Beiwert C_t gleich

- 0,085 für biegesteife räumliche Stahlrahmen,
- 0,075 für biegesteife räumliche Stahlbetonrahmen und für ausmittig ausgesteifte Stahlrahmen und
- 0,050 für alle anderen Tragwerke

Diese Abschätzungen können in der Vorplanung zur Einstufung der Erdbebengefährdung benützt werden.

2. Ersatzstab nach Rayleigh

Das Gebäude wird durch einen Ersatzstab, mit konzentrierten Massen auf Höhe der Decken, modelliert. Mit der Geschößmasse m_j , der Stockwerkersatzkraft je Geschöß F_j und den Verschiebungen in den Geschößen d_j , ergibt sich die Grundfrequenz bei n Geschößen zu:

$$f \approx \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n F_j \cdot d_j}{\sum_{i=0}^n m_j \cdot d_j^2}} \quad (4.27)$$

Die Verschiebungen entsprechen der Biegelinie infolge der Stockwerk-Ersatzkräfte. Die absolute Größe der Kräfte ist nicht ausschlaggebend, sondern nur deren relative Größen zueinander.

Ist ein Tragwerk bereits als Modell in den Computer eingegeben worden, kann die Berechnung vereinfacht werden. Das Modell wird in der horizontale Lage unter Eigenlasten statisch berechnet. Mit der maximalen Verschiebung an der Gebäudespitze d_{max} können dann die Eigenfrequenzen bestimmt werden:

$$f \approx \frac{1}{0,063 \cdot \sqrt{d_{max}}} \quad (4.28)$$

bzw. nach [20]:

$$\frac{1}{f} \approx 2 \cdot \sqrt{d_{max}} \quad (4.29)$$

3. Ersatzstab im elastischen Baugrund

$$f \approx 1,5 \cdot \sqrt{\left(\frac{H}{3EI} + \frac{1}{C_k I_F}\right) \sum_{j=1}^n W_j h_j^2} \quad (4.30)$$

Hierin stehen

- T für die Grundswingzeit ($T = 1/f$) in [sec],
- H für die gesamte Gebäudehöhe über Fundamentsohle in [m],
- EI für die Biegesteifigkeit des Ersatzstabes in [kN/m²],
- I_F für das Trägheitsmoment der Fundamentsohle um die Kippachse [m⁴],
- W_j für Dauerlasten im j-ten Stockwerk,
- h_j für die Höhe der Masse des j-ten Stockwerks.

C_k steht für den Kippbettungsmodul [kN/m³]. Dieser lässt sich mit folgender Formel bestimmen:

$$C_k = 4 \cdot \frac{E_{s,dyn}}{\sqrt{A}} \quad (4.31)$$

Darin sind

- $E_{s,dyn}$ der dynamische Bettungsmodul [kN/m^2]
(zwischen $50000 kN/m^2$ für steifen Ton und $400000 kN/m^2$ für Kies)
- A die Fundamentfläche [m^2]

4.4.2 Exakte Berechnung der Eigenfrequenzen

Für eine genaue Berechnung der Eigenformen mit geeigneten EDV-Programmen müssen die folgenden Punkte eingehalten werden:

- Modellierung Fundierung durch geeignete Auflagerdefinitionen
Die schweren Fundamentplatten sollten nicht im Modell abgebildet werden, da ihre Masse nur einen Beitrag zur Bauwerksschwingung beiträgt. Die Forderung nach Eurocode 8 90% der Tragwerksmassen zu aktivieren wird dadurch erschwert.
- Einstellung der passenden Werkstoffparameter (E-Moduli, Dämpfungsparameter)
- Berücksichtigung aller tragenden Bauteile Tragende Bauteile, wie beispielsweise Parapete, Stürze oder Träger, leisten einen nicht vernachlässigbaren Beitrag zur Tragwerkssteifigkeit.
- Diskretisierung der Lasten als konzentrierte oder verteilte Massen

Als Ergebnis stehen die Eigenvektoren und Eigenformen zur Verfügung, die meist in dreidimensionalen Darstellungen ausgegeben werden können. Anhand der Ergebnisse lassen sich qualitative Aussagen über das Schwingverhalten treffen:

- Dominanz der ersten Eigenschwingform
- Beitrag niederer Eigenfrequenzen
- Anteil an Torsionsschwingungen

Die Berechnung liefert letztlich die Eigenfrequenzen, die zur Bestimmung der seismischen Lasten erforderlich sind.

4.5 Lastaufstellung

Lasten auf Tragwerke

Auf die Tragwerke wirken Lasten unterschiedlicher Art in horizontaler oder vertikaler Richtung ein. Die Einwirkungen werden in ständige, veränderliche und aussergewöhnliche Lasten unterteilt. Dies wird bei der Kombination der Beanspruchungen für die Erstellung von Lastfällen berücksichtigt. Lasten auf Tragwerke sind:

- Vertikallasten
 - ständige Lasten: Eigengewicht und Ausbaulasten
 - veränderliche Lasten: Nutzlasten, Schneelasten
- Horizontallasten
 - veränderliche Lasten: Windlasten
 - Außergewöhnliche Lasten: Erdbebenlasten und Anpralllasten

4.5.1 Erdbebenlasten

Horizontale Erdbebenlasten

Die Erdbebenlasten der Eigenschwingform k ergeben sich aus den modalen Massen m_k und den Antwortbeschleunigungen $S_d(T_k)$ zu

$$F_{b,k} = m_k \cdot S_d(T_k) \quad (4.32)$$

Die Gesamterdbebenkraft ergibt sich, bei n Eigenschwingungsformen, zu

$$F_b = \sum_{k=1}^n F_{b,k} \quad (4.33)$$

Vertikale Erdbebenlasten

In Österreich können die Vertikalkomponenten der Erdbebeneinwirkungen normalerweise unberücksichtigt bleiben. In besonderen Fällen, müssen diese jedoch angesetzt werden, beispielsweise wenn eine Einzellast auf einen Träger einwirkt.

Torsion

Aufgrund von Exzentrizitäten des Massen- und Steifigkeitsmittelpunktes werden Gebäude zu Torsionsschwingungen angeregt. Die Auswirkungen unplanmäßiger Torsion müssen jedenfalls berücksichtigt werden mit

$$e_{ai} = \pm 2 \cdot 0,05 \cdot L_i \quad (4.34)$$

4.5.2 Weitere Lastfälle

Nutzlasten

Die Nutzlasten werden im Erdbebenlastfall mit den Kombinationsbeiwerte $\psi = 0,3$ berücksichtigt. Daraus folgt, dass die Gesamtlast des Gebäudes reduziert wird. Dieser Effekt wirkt sich günstig auf die Größe der Erdbebenkräfte aus, jedoch nachteilig für die Überdrückung horizontaler Bauteilfugen.

Schneelasten

Die Schneelasten auf den Dächern sind prinzipiell zu berücksichtigen. Die Kombinationsbeiwerte werden in den Nationalen Anhängen des Eurocode 8, in Abhängigkeit der örtlichen Verhältnisse, in einer Bandbreite von $\psi = 0$ und $\psi = 0,5$ angegeben.

Windlasten

Im aussergewöhnlichen Lastfall Erdbeben dürfen Windlasten unberücksichtigt bleiben. Liegt der Fall *geringe* oder *sehr geringe Seismizität* vor, ist zu überprüfen, ob der Lastfall Wind die maßgebende Einwirkung darstellt. In der Regel sind Erdbebenlasten von deutlich höherer Größenordnung als Windlasten.

4.5.3 Lastkombinationen

Die Einwirkungen E_{AEd} sind aus den Lastkombinationen zu ermitteln. Die Kombination der einzelnen Einwirkungen erfolgt mit:

$$E_{AEd} = E\left\{\sum G_{kj} \oplus \gamma_1 \times A_{Ed} \oplus \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\} \quad (4.35)$$

Die Beanspruchungen infolge Erdbeben A_{Ed} werden bestimmt mit

$$A_{Ed} = A\left\{\sum G_{kj} \oplus \sum \varphi \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\} \quad (4.36)$$

Der Wichtungsfaktor für Einwirkungen aus Erdbeben γ_1 wird in der Regel mit 1,0 angesetzt. In Österreich wird, laut *Nationalem Anhang* des Eurocode 8, der Beiwert φ 1,0 gesetzt.

Die Kombinationsvorschriften nach Eurocode 8 geben vor, dass die Einwirkungen von jeder Hauptrichtung mit 30% der orthogonalen Richtungen kombiniert ewrden müssen.

$$E_{Ed} = 1,00 \cdot E_{Edx} \oplus 0,30 \cdot E_{Edy} \oplus 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (4.37)$$

$$E_{Ed} = 0,30 \cdot E_{Edx} \oplus 1,00 \cdot E_{Edy} \oplus 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (4.38)$$

$$E_{Ed} = 0,30 \cdot E_{Edx} \oplus 0,30 \cdot E_{Edy} \oplus 1,0 \cdot E_{Edz} \quad (4.39)$$

4.6 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

Diese quasi-statische Methode darf für Bauwerke angewandt werden, deren erste Eigenform den überwiegenden Beitrag zur Erdbebeneinwirkung leistet. Das Tragwerk verhält sich wie ein linear-elastischer Einmassenschwinger mit der Eigenfrequenz f_1 , bzw. der Eigenperiode T_1 . Nach [33] ist die Anwendung des Verfahrens zulässig wenn

- die Eigenperiode T_1 kleiner als $4 \cdot T_C$, bzw. kleiner als 2 Sekunden ist, wobei T_C der Eigenperiode am Ende des Plateaus des Antwortspektrums bedeutet
- die Erfüllung der Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss gegeben sind.

Die Grundannahme ist, dass das Gebäude vorwiegend in seiner ersten Eigenfrequenz schwingt und sich dabei vollkommen elastisch verhält. Wird das Tragwerk als eingespannter Kragarm modelliert, entspricht die Eigenform der Biegelinie zufolge Horizontallasten in den Geschoßebenen. Bei Kenntnis der Eigenschwingdauer T_1 des Tragwerks, lassen sich die Größe der Lasten zufolge Erdbeben ermitteln.

4.6.1 Ermittlung der Horizontalkräfte

Gesamterdbebenkraft

Gemäß den Ausführungen im Kapitel, entspricht die Gesamterdbebenkraft dem Produkt aus der Gebäudemasse m und der Bodenbeschleunigung $S_d(T)$ aus dem Bemessungsspektrum. Die Formel für die Gesamtkraft lautet:

$$F_b = m \cdot \lambda \cdot S_d(T) \quad (4.40)$$

Der Korrekturbeiwert $\lambda = 0,85$. Dieser berücksichtigt, dass die effektive modale Masse der Grundeigenform von Gebäuden mit mehr als zwei Geschoßen um 15% kleiner ist als die Gesamtmasse.

Aufteilung der Gesamterdbebenkraft über die Gebäudehöhe

Die horizontale Eigenform und die Geschoßmassen bestimmen die Lastverteilung über die Gebäudehöhe. Die Horizontallasten je Geschoß F_{bi} können, je nach Modellierung der Eigenform des Tragwerks, auf zwei Arten ermittelt werden:

- affin zur Biegelinie:

$$F_{bi} = F_b \cdot \frac{d_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n d_j \cdot m_j} \quad (4.41)$$

- linear über die Gebäudehöhe:

$$F_{bi} = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot m_j} \quad (4.42)$$

Hierin sind

- m_i, m_j die Geschößmassen
- d_i, d_j die Geschößverschiebungen
- z_i, z_j die Geschößhöhen über der Fundierungsebene

Aufteilung der Horizontallasten auf die Aussteifungselemente

Bei schubsteifen Decken sind die Aussteifungselemente (Anzahl n) miteinander gekoppelt und weisen daher gleiche Horizontalverformungen auf. Die Verformungen setzen sich aus den Anteilen aus Biege- und Schubverformung zusammen. Nach [4] kann die Größe der einwirkenden Horizontalkraft in zwei Schritten ermittelt werden:

1. **Ermittlung der horizontalen Ersatzkräfte zufolge Einheitsverschiebung**
Für jedes Aussteifungselement wird die Ersatzkraft $F_{k,1}$, zufolge einer Einheitsverformung $d = 1$, einwirkend am Wandkopf, berechnet

$$F_{k,1} = \frac{E_k \cdot G_k \cdot t_k \cdot l_k^3}{4 \cdot h_k^3 \cdot G_k + 1,2 \cdot h_k \cdot E_k \cdot l_k^2} \quad (4.43)$$

Hierin sind

- E_k, G_k die Elastizitäts- bzw. Schubmoduli des k -ten Elements [kN/m^2],
 - l_k, h_k, t_k die Wandabmessungen des k -ten Elements [m].
2. **Berechnung der horizontalen Erdbebenkräfte für jedes Element**
Die Horizontalkräfte, die auf die einzelnen Elemente einwirken, sind proportional zu den Ersatzkräften, und ergeben sich zu

$$F_k = \frac{F_{bi} \cdot F_{k,1}}{\sum_{k=1}^n F_{k,1}} \quad (4.44)$$

mit der Erdbebenkraft F_i in der betrachteten Geschößebene.

Berücksichtigung von Torsionswirkungen

Da die Massen- und Steifigkeitsmittelpunkte der Geschöße in den Grundrissen in der Regel nicht aufeinanderfallen, müssen Torsionswirkungen berücksichtigt werden.

Kapitel 4 Dynamische Berechnung von Geschößwohnbauten

Für Bauteile mit annähernd regelmäßigen Grundrissen, kann dies auf vereinfachte Weise erfolgen. Sind die Horizontallasten für die einzelnen Aussteifungselemente bekannt, müssen diese um einen Torsionsfaktor erhöht werden. Dieser lautet

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.45)$$

Hierin sind

- x der Abstand des betrachteten Aussteifungselements vom Massenmittelpunkt $[m]$
- L_e der äußerste Abstand der Aussteifungselemente normal zur Einwirkung $[m]$

Liegt ein unregelmäßiger Grundriss mit räumlichen Rechenmodellen, müssen die Torsionswirkungen gemäß Formel 4.34 erfolgen.

Wird die Berechnung an zwei ebenen Modellen durchgeführt, können die Erdbebenkräfte mit dem Multiplikator

$$\delta = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.46)$$

erhöht werden.

Im *Nationalen Anhang* des Eurocode 8 werden Berechnungsmethoden zur Berücksichtigung der Torsionswirkung angeführt. Die Abbildung 4.10 zeigt zulässige Modelle für Torsionsbeanspruchungen. In der Abbildung bezeichnen M_T , \dot{M}_T , $F_b \times e_{max}$ die Torsionsmomente, F_e , \dot{F}_e , F_b die Erdbebenkräfte und M , S den Schub- und Massenmittelpunkt.

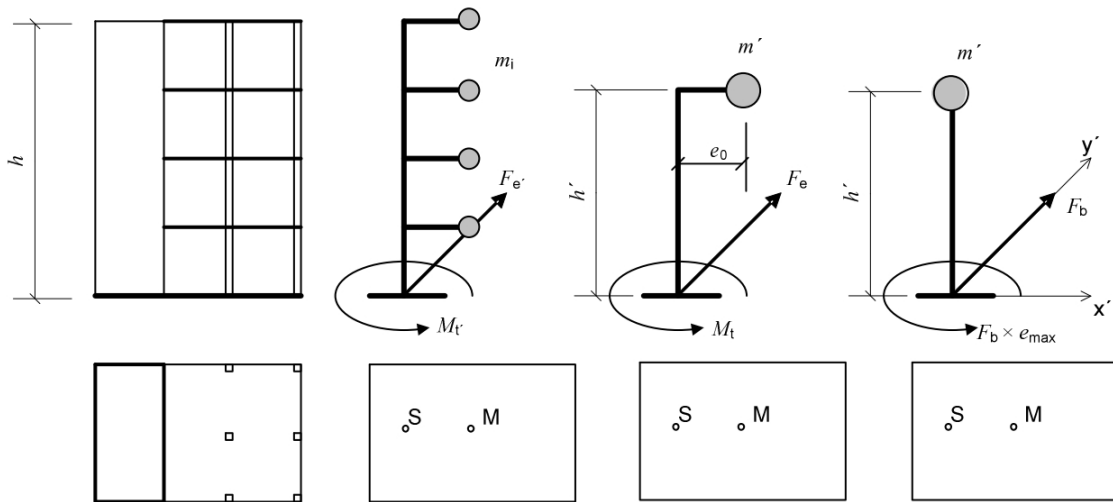


Abbildung 4.10: Torsionsmodelle am eingespannten Kragarm nach [34]

4.6.2 Tabellarische Ermittlung der Horizontalkräfte nach dem Vereinfachten Antwortspektrenverfahren

Am einfachsten ist die Ermittlung der Horizontalkräfte in tabellarischer Form. Die benötigten Eingangswerte sind das Bemessungsbeschleunigungsspektrum $S_d(T)$, die Geschößmassen und -höhen und die Anzahl der Geschöße. Werden die Tabelleneinträge mit Summenbildung aller Spalten in der letzten Zeile programmiert, kann unmittelbar die Gesamtgebüudemasse berechnet werden.

Vertikale Aufteilung der Erdbebenlasten

Die vertikale Verteilung der Horizontalkräfte erfolgt nach 4.42. Mit der Erdbebenlast F_b nach 4.40 lassen sich die Horizontallasten auf komfortable Weise in der letzten Spalte in Tabelle 4.2 ablesen.

Geschoß	Höhe	Masse	Momente	Erdbebenlasten
i	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,i}$
EH	[m]	[kg]	[kg · m]	[kN]
1	z_1	m_1	$m_1 \cdot z_1$	$F_{b1} = F_b \cdot \frac{m_1 \cdot z_1}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot z_i}$
2	z_2	m_2	$m_2 \cdot z_2$	$F_{b2} = F_b \cdot \frac{m_2 \cdot z_2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot z_i}$
...
Σ	$\sum_{i=1}^n z_i$	$\sum_{i=1}^n m_i$	$\sum_{i=1}^n z_i \cdot m_i$	F_b

Tabelle 4.2: Horizontallasten nach dem Vereinfachten Antwortspektrenverfahren

Horizontale Aufteilung der Erdbebenlasten

Die Horizontalverteilung der Erdbebenersatzkräfte des j -ten Geschößes erfolgt meist (siehe u.a. [14]) steifigkeitsproportional auf die Aussteifungselemente.

Die Ersatzkraft $F_{by,ij}$ des i -ten Elements - beispielsweise in y -Richtung - ergibt sich aus der Kombination von Horizontalkraft und Torsion zu

$$F_{by,ij} = F_{by,j} \cdot \frac{I_{x,i}}{\sum_i I_{x,i}} \cdot \left(1 \pm \frac{e \cdot r_i}{r^2}\right) \quad (4.47)$$

mit

$$r^2 = \frac{\sum I_{ix} \cdot r_{ix}^2 + \sum I_{iy} \cdot r_{iy}^2}{\sum I_i} \quad (4.48)$$

Hierin sind

$F_{by,j}$ Erdbebenersatzkraft auf das j -te Geschöß

Kapitel 4 Dynamische Berechnung von Geschoßwohnbauten

r_{ix}, r_{iy} Abstände der Wand zum Steifigkeitsmittelpunkt s
 r Torsionsradius

Mit den Formeln 4.47 und 4.48 kann die Lastaufteilung, mittels tabellarischer Berechnung für jedes Geschoß, für das Gesamtgebäude ermittelt werden.

Da das Vereinfachte Antwortspektrenverfahren hohe Ansprüche an die Regelmäßigkeit der Gebäude stellt, werden die Lastenaufteilungen in den Geschoßen ebenfalls gleichmäßig über die Höhe erfolgen. Diese grundlegende Eigenschaft, lässt zu, eine einzigen Tabelle zu erstellen, die für alle Geschoße - in der betrachteten Richtung - Gültigkeit hat (siehe Tabelle 4.3).

Tragelement	I_i	$\frac{I_i}{\sum_i I_i}$	r_x	$\frac{e \cdot r_i}{r_i^2}$	$F_{b,i}$
i	$\frac{b_i \cdot h_i^3}{12}$..	aus Modell	Formel 4.48	Formel 4.47
..
..	\sum_i	\sum_i	$\sum_i = F_b$

Tabelle 4.3: horizontale (steifigkeitsproportionale) Aufteilung der Erdbebenlasten auf die Tragelemente

4.7 Multimodales Antwortspektrenverfahren

Erfüllen Gebäude die Kriterien der Regelmäßigkeit im Grund- und Aufriss nicht, muss ein Berechnungsverfahren gewählt werden, welches den Beitrag von Schwingformen höherer Eigenperioden als der Grundschiwingung berücksichtigt.

Beim Multimodalen Antwortspektrenverfahren gelingt dies durch Lösung des Bewegungsgleichungssystems (siehe Formel 4.15) in folgenden Schritten:

1. Bestimmung der Eigenfrequenzen durch Lösen des Eigenwertproblems
2. Ermittlung der Modalbeiträge der seismischen Lasten
3. Erstellung von seismischen Ersatzlasten
4. statische Analyse des Tragwerks

Auf Punkt 1, der Lösung des Anfangswertproblems, soll in der vorliegenden Arbeit nicht näher eingegangen werden. Diese Aufgabe kann mithilfe von EDV-Programmen gelöst werden. Theoretische Grundlagen sind ausführlich in [24] angeführt.

4.7.1 Merkmale des Multimodalen Antwortspektrenverfahrens

Die wichtigsten Eigenschaften des Multimodalen Antwortspektrenverfahrens, die zur richtigen Interpretation der Ergebnisse dienen, werden aus den Ausführungen von [23] und [24] zusammengefasst:

Entkopplung der Bewegungsgleichungen

Bei der Berechnung wird das Gleichungssystem durch Variablentransformation entkoppelt und in ein System von Einamsschwingern, mit Eigenfrequenzen ω_k , Eigenformen ϕ_k und modaler Dämpfung ζ_k , übergeführt.

Dabei wird von der Unabhängigkeit (Orthogonalitätseigenschaften) der Eigenformen Gebrauch gemacht. Voraussetzung sind konstante Massen, Steifigkeiten und Dämpfung. Die Verschiebungen der entkoppelten Gleichungssysteme lassen sich mit Hilfe des Duhamelschen Faltungsintegrals berechnen.

Rücktransformation der Variablen

Bei der Multimodalen Analyse werden nur die Maximalantworten der Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen berechnet. Die Resultate lassen sich in keiner Weise chronologisch zuordnen. Der Zeitverlauf der Erdbebeneinwirkung geht in der Berechnung verloren.

Die berechneten modalen Verschiebungen dürfen nicht direkt in natürliche Verschiebungskoordinaten überführt werden. Da die Maximalausschläge $y_{k,max}$ der einzelnen Einmassenschwinger zu verschiedenen Zeitpunkten auftreten ist:

$$\vec{x}_{max} \neq \Phi \cdot \vec{y}_{max} \quad (4.49)$$

Die Modalbeiträge müssen separat für jede Eigenform rücktransformiert werden:

$$\vec{x}_{i,max}^{(k)} = \vec{\phi}_{ik} \cdot y_{k,max} \quad (4.50)$$

Hierin bezeichnen die Indizes k die Eigenform und i den betrachteten Freiheitsgrad.

Überlagerungsvorschriften

Die Verschiebungen des Systems lassen sich als Vektor $\vec{x}_{i,max}^{(k)}$ darstellen. Die totalen Verschiebungen ergeben sich durch Überlagerung der Maximalbeiträge der n modalen Beiträge.

Die Anzahl der zu berücksichtigenden Eigenformen wird durch folgende Kriterien bestimmt

- Aktivierung von 90% der Gesamtmasse
- Berücksichtigung aller Modes mit einem Beitrag von mehr als 5% der Gesamtmasse

Werden diese Kriterien erfüllt, lassen sich die totalen Verschiebungsantworten des Systems Die häufigste Überlagerungsregel, die auch im Eurocode 8 angeführt wird, ist die Berechnung der Quadratwurzel der Summe der Quadrate (engl. SQRSS: square root of the sum of the squares):

$$x_{i,tot} = \sqrt{\sum_{k=0}^n (x_{i,max}^{(k)})^2} \quad (4.51)$$

Erdbebenkräfte

Analog zu den Verschiebungsgrößen, können auch die Erdbebenkräfte nicht unmittelbar aus den totalen Verschiebungen berechnet werden, denn

$$\vec{F}_{tot} \neq \mathbf{K} \cdot \vec{x}_{tot} \quad (4.52)$$

Die maximalen Kräfte der k -ten Eigenschwingung errechnet sich aus

$$F_{i,max}^{(k)} = \mathbf{K} \cdot \vec{x}_{i,max}^{(k)} \quad (4.53)$$

Die Erdbebenkräfte müssen ebenfalls durch Überlagerung der modalen Beiträge berechnet werden. Mit der SQRSS-Regel lautet die maximale Kraft der i -ten Komponente

$$F_{i,tot} = \sqrt{\sum_{k=0}^n (F_i^{(k)})^2} \quad (4.54)$$

Liegen die Eigenfrequenzen der Modalbeiträge nahe beieinander müssen genauere Kombinationsvorschriften verwendet werden (siehe [24]). Dies ist der Fall wenn die Eigenperioden folgende Anforderung nicht erfüllen:

$$T_i \leq 0,9 \cdot T_j \quad (4.55)$$

Schnittgrößenberechnung

Mit bekannter Systemantwort, lassen sich in einer Nachlaufrechnung die Schnittgrößen ermitteln. Diese erfolgt durch eine statische Analyse der Tragstruktur unter Berücksichtigung der ermittelten Erdbebenkräfte. Hierbei sind die Kombinationen ständiger, veränderlicher und außergewöhnlicher Lasten zu berücksichtigen (siehe 4.5.3).

4.7.2 Praktische Vorgangsweise bei der Berechnung

Aufgrund der Komplexität des Multimodalen Antwortspektrenverfahrens kommen fast ausschließlich eine computerunterstützte Berechnungen in Frage.

Tragwerksmodellierung

Das Verfahren kann sowohl für ebene als auch räumliche Systeme angewendet werden. Im Falle einer ebenen Berechnung sind die Regelmäßigkeitskriterien nach Eurocode 8 einzuhalten. Die räumliche Berechnung ist auf alle Tragwerke anwendbar und von besonderer Bedeutung bei unregelmäßige Bauwerken, bei denen Steifigkeitssprünge oder große Exzentrizitäten der Massen- und Steifigkeitszentren zu maßgeblichen Torsionsschwingungen führen.

Modellierung der Bauwerksmassen

Die Massen werden können entweder als Punktmassen diskretisiert werden oder kontinuierlich über das System verteilt werden. Vorteile kontinuierlich verteilter Lasten ist, dass bei der Berechnung die Exzentrizitäten der Massen- und Steifigkeitszentren bereits berücksichtigt werden. Eine Erschwernis liegt jedoch in der Modellierung der zufälligen Exzentrizitäten der Erdbebeneinwirkung vor, deren Ansatz nach Eurocode 8 vorgeschrieben wird. Die Massen setzen sich aus den Bauwerksmassen, den Ausbaumassen und den Anteilen aus den Nutzlasten zusammen. Die veränderlichen Lasten werden mit dem Lastfallfaktor ψ_E premultipliziert.

Berechnungsschritte

Bei der Berechnung sind, in Anlehnung an die Ausführungen von [30] folgende Schritte durchzuführen:

1. Dynamische Analyse
2. Ermittlung der modalen Massen
3. Definition der seismischen Erregung
4. Statische Analyse

ad 1.) Dynamische Analyse

Die dynamische Berechnung des Tragwerks zur Bestimmung der Eigenformen wird mit geeigneten Programmen des Erdbebeningenieurwesens durchgeführt. Resultat sind die Eigenformen und Eigenschwingzeiten der n Eigenschwingungen.

Anhand der Eigenformen können qualitative Aussagen über das Tragverhalten unter dynamischer Beanspruchung getroffen werden. Die zugehörigen Eigenschwingzeiten lassen Rückschlüsse auf den Beitrag der Eigenschwingungen unter Erdbebenbeanspruchung.

ad 2.) Ermittlung der modalen Massen

Mit den Eigenvektoren werden die modalen Massen berechnet. Hier ist die bereits erwähnte Forderung einzuhalten, dass die modalen Beiträge, insgesamt mindestens 90% der Bauwerksmasse betragen müssen.

ad 3.) Definition der seismischen Erregung

Zur Ermittlung der Erdbebenkräfte werden die modalen Massen mit den Bemessungsspektren multipliziert. Die Kräfte des i -ten Einmassenschwingers ergeben sich, nach [19] zu

$$F_{b,i}^{(k)} = m_{i,eff}^* \cdot S_d(T_i) \quad (4.56)$$

mit

$m_{i,eff}^*$ effektive modale Masse der i -ten Eigenform

$S_d(T_i)$ Ordinate des Bemessungsspektrums für die Eigenperiode T_i

Die horizontalen Lasten werden für beide orthogonale Hauptrichtungen des Tragwerks formuliert. Sollen vertikale Erdbebenkräfte berücksichtigt werden, ist die Verwendung des vertikalen Bemessungsspektrums erforderlich.

Die seismischen Lasten werden für jede Eigenform und jede Wirkungsrichtung in unterschiedlichen Lastfällen gespeichert. Die Lastfälle werden üblicherweise automatisch mit einer Überlagerungsregel kombiniert.

Sind die resultierenden Erdbebenkräfte bekannt, können Torsionsmomente zufolge unplanmäßiger Exzentrizität formuliert werden.

Im Eurocode 8 wird diese vorgeschrieben und kann anhand eines Torsionsmomentes M_{1i} , welches in jedem Geschoß i angreift, berechnet werden. Die Torsionsmomente weisen in allen Geschoßen in dieselbe Richtung und sind mit wechselndem Vorzeichen einzugeben.

$$M_{1i} = \mp e_{1i} \cdot F_i \quad (4.57)$$

mit

$$e_{1i} = \mp 0,05 \cdot L_i \quad (4.58)$$

Kapitel 4 Dynamische Berechnung von Geschoßwohnbauten

Hierin bedeuten

e_{1i} die zufällige Exzentrizität der i -ten Geschößmasse

F_i Horizontale Erdbebenersatzkraft im i -ten Geschoß

L_i Geschoßabmessung senkrecht zur betrachteten Einwirkung

Alle Einwirkungen in einer Richtung werden zu einer Resultierenden überlagert. Dies geschieht meist mit der SQRSS-Regel.

$$E_{Ed,i} = \sqrt{\sum_{k=1}^n (E_{Ed,i}^{(k)})^2} \quad (4.59)$$

Hierin bedeuten

$E_{Ed,i}$ die resultierende Erdbebenersatzkraft in der betrachteten Richtung i

$E_{Ed,i}^{(k)}$ Horizontale Erdbebenersatzkraft der k -ten Eigenform

Die Kombination der Einwirkungen in den Hauptrichtungen erfolgt anschließend nach Formel 4.37.

ad 4.) Statische Analyse

Sind die seismischen Ersatzlasten definiert, kann das Tragwerk mit einer statischen Analyse berechnet werden. Berechnung an räumlichen Systemen werden vorwiegend mit der Finiten-Elemente-Methode durchgeführt.

Bei ebenen Systemen, wie beispielsweise am eingespannten Ersatzstab, ist es üblich, dass Stabwerksprogramme herangezogen werden. In der Regel ist der Rechenaufwand nur mit computergestützter Berechnung zu handhaben.

4.7.3 Anwendung des Antwortspektrenverfahrens bei Fertigteilbauten

Für Bauwerke aus Betonfertigteilen wird das Antwortspektrenverfahren häufig angewandt. Häufig ist die Berechnung nach beiden Methoden, der Vereinfachten und der Multimodalen Analyse, sinnvoll um die Ergebnisse zu interpretieren. Bei Anwendung der Finite-Elemente-Methode, insbesondere bei räumlichen Modellen, ist die Lastableitung genau zu untersuchen, da die Elementfugen nur bedingt im Modell wiedergegeben werden können.

Hinweise zum Berechnungsmodell

Folgende Punkte sind bei der Modellierung zu beachten:

- Modellierung aller tragenden Bauteile und wirklichkeitsnahe Ausbildung der Verbindungen
- Berücksichtigung der Rissbildung der Betonbauteile durch Abminderung der Steifigkeit um 50%. Der Abfall der Festigkeit zufolge zyklischer Verformung wird im Normalfall durch die Baustoff-Sicherheitsbeiwerte für Stahl und Beton abgedeckt (siehe 5.11.1.3.1 in [33]).
- Berücksichtigung von vertikalen Fugen in den Wänden, wenn deren elastische Beanspruchbarkeit überschritten wird. (Dies kann beispielsweise dadurch erfolgen, dass die Verbindung zwischen den Bauteilen mit geeigneten Gelenken gelöst oder durch Trennung der Bauteile modelliert wird.)

Anmerkungen zur Verteilung der Horizontallasten

- Bei der dynamischen Berechnung der Eigenformen kann die Tragwerksschwingung vorab beurteilt werden. Weist das Gebäude erhebliche Torsionsschwingungen auf, wird bei der Lastermittlung das Multimodale Antwortspektrenverfahren angewandt. Andernfalls können die Bauteile mit der Antwort der Grundeigenform bemessen werden.
- Überprüfung der Schubstarkeit der Decken. Wenn Deckenscheiben große Öffnungen aufweisen, ist zu überprüfen ob die Lastabtragung auf die vertikalen Aussteifungselemente den Annahmen entsprechen.
- Bei räumlichen Modellen können die Lastverteilungen anhand den Auflagerreaktionen abgelesen werden. Der Lastfluss lässt sich nur schwer herleiten.
- Die Überprüfung sollte mit einer Handrechnung nach der Vereinfachten Methode erfolgen.

4.8 Push-Over Analyse

Bei der statischen Push-Over-Analyse werden Bauteile durch stufenweise ansteigende Horizontalkräfte belastet, bis diese plastische Mechanismen auslösen. Die Belastung wird solange gesteigert bis die Zielverschiebung oder die Traglast erreicht wird. Dieses Verfahren ist besonders für Nachweise bestehender Gebäude geeignet.

Für Fertigteilbauten kann diese Methode zum Nachweis einzelner Tragwände herangezogen werden. Die Modellierung einer Wandscheibe erfolgt anhand der Bauteilabmessungen und den vordefinierten Bewehrungsanordnungen. Für die Materialien werden elasto-plastische Werkstoffgesetze verwendet, die meistens durch einen bilinearen Verlauf angenähert werden (siehe Kapitel 4.2).

Die Push-Over-Analyse ermöglicht eine physikalisch und/oder geometrisch nichtlineare Berechnung ohne dynamische Einwirkungen. Mit dieser Methode kann das Verhalten von Tragwänden bei extremen Verschiebungen schrittweise beobachtet werden.

Für Bauwerke aus Fertigteilen kann diese Analyse herangezogen werden um Tragwände und Verbindungen zu bemessen.

Lastaufstellung

Als Voruntersuchung dient eine dynamische Berechnung zur Bestimmung der Eigenformen und Eigenfrequenzen. Die Vorwerte sind erforderlich um eine Verteilung der Horizontallasten und die modalen Beiträge der seismischen Lasten zu bestimmen.

Liegt eine dominierende Eigenform vor, kann die Verteilung der Horizontallasten nach der Eigenform des äquivalenten Einmassenschwingers erfolgen.

Die vertikalen Lasten ergeben sich aus dem Eigengewicht und den Einwirkungen der anschließenden Bauteile auf die betrachtete Wand. Die Lastableitung der Geschößdecken auf die Wand kann aus der statischen Analyse herangezogen werden, wobei zu berücksichtigen ist, dass für veränderliche Lasten der Kombinationsbeiwert im Erdbebenfall $\psi_{E,i} = 0,3$ ist.

Zielverschiebung

Die Zielverschiebung wird aus dem elastischen Antwortspektrum ermittelt. Für die weitere Berechnung werden normierte Verschiebungen angesetzt, die über die Geschößmassen m_i mit den bezogenen Kräften in Beziehung stehen.

Üblicherweise wird auf der Dachebene ein Kontrollknoten definiert, an welchem die normierte Verschiebung gleich Eins ist ($\Phi_n = 1$). Für die bezogenen Horizontalkräfte gilt

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \Phi_i \quad (4.60)$$

Äquivalenter Einmassenschwinger

Die Masse eines äquivalenten Einmassenschwingers berechnet sich zu:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i = \sum_{i=1}^n \bar{F}_i \quad (4.61)$$

der Transformationsbeiwert berechnet sich zu:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{F}_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\bar{F}_i^2}{m_i}} \quad (4.62)$$

Kraft F^* und Verschiebung d^* des äquivalenten Einmassenschwingers berechnen sich zu:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.63)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.64)$$

mit

F_b als Gesamterdbebenkraft und

d_n als Verschiebung des Kontrollknotens des Mehrmassenschwingers.

Bei der Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers wird für kuze Perioden ($T^* < T_C$) zwischen linearer und nichtlinearer Antwort unterschieden.

$$\text{für lineare Antwort gilt: } F_y^*/m^* \geq S_e(T^*) \text{ und } d_t^* = d_{et}^* \quad (4.65)$$

für nichtlineare Antwort gilt: $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ und

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*}\right) \leq d_{et}^* \quad (4.66)$$

hierin sind

$S_e(T^*)$ Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums für die Periode T^*

d_{et}^* der Zielverschiebung für unbeschränkt elastisches Verhalten

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi}\right] \quad (4.67)$$

q_u Verhältnis der Beschleunigung im Tragwerk bei unbeschränkt elastischem Verhalten $S_e(T^*)$ und derjenigen bei beschränkter Tragwerkssteifigkeit F_y^*/m^*

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (4.68)$$

Kapitel 4 Dynamische Berechnung von Geschößwohnbauten

Die Zielverschiebung des Mehrmassenschwingers beträgt:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (4.69)$$

Eine detaillierte Aufstellung der Push-Over-Analyse ist in amerikanischen Normenwerken zu finden, z.B. in *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (ATC) [11] und den Vorschriften der FEMA 273 [12] in *Seismic Rehabilitation Guidelines*.

In Europa hat sich die statische Push-Over-Berechnung nicht so stark etabliert. Mit der Bestimmung der Kapazität von Tragwänden liegt allerdings eine vielversprechende Methode für die Bemessung von Fertigteilssystemen.

4.9 Beispiel: 7-stöckiges Wohnhaus

4.9.1 Beschreibung

Das Gebäude besteht aus sieben Obergeschoßen: einem Erdgeschoß in Ortbetonbauweise, fünf Regelgeschoßen und einem Dachgeschoß in Fertigteilbauweise.

Die Geschoßdecken sind als Element- oder Ortbetondecken ausgeführt. Die Decken sind daher monolithisch und wirken als horizontale Scheiben für die Horizontallastaufteilung.

Bei der einfachen Unterkellerung wird ein *steifer Kasten* ausgebildet. Die Wände des Kellergeschoßes werden dabei orthogonal zueinander angeordnet und monolithisch in Ortbeton ausgeführt.

Die Gründung erfolgt auf einer massiven Bodenplatte mit 60 cm Stärke.

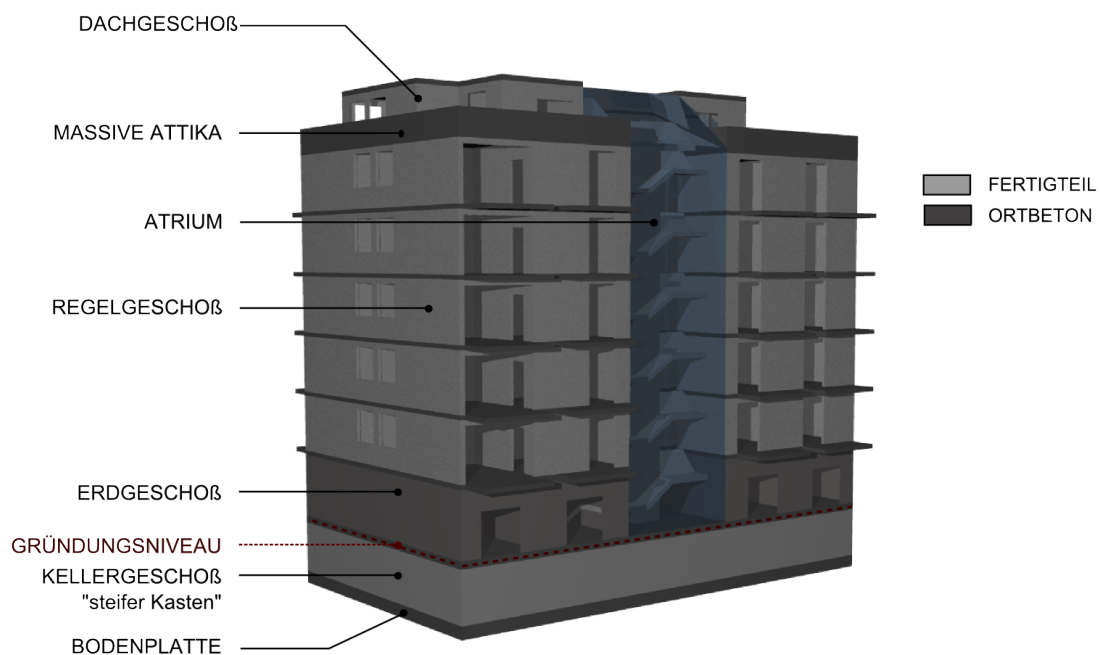


Abbildung 4.11: Perspektive des Gebäudes

Gebäudeabmessungen

Die Gebäudehöhe beträgt ca. 25 m, die Regelgeschoßhöhen betragen 2,9 m. Der rechteckige Gebäudeumriss im Erdgeschoß und im Regelgeschoß misst ca. 14 m Breite und 25 m Länge. Das zurückspringende Dachgeschoß misst ca.

4.9.2 Erdbebenlasten

Die Bestimmung der Erdbebenlasten erfolgt in folgenden Schritten:

1. Massenermittlung
2. Festlegung und Bezeichnung der Tragwände
3. Ermittlung der Querschnittswerte
4. Berechnung der Eigenformen und Eigenfrequenzen
5. Berechnung der Gesamterdbebenlast

Die Erdbebenlast wird als Gesamterdbebenkraft ermittelt, welche anschließend auf die Tragwände aufgeteilt wird.

1. Massenermittlung

Die Ermittlung der Gebäudemassen erfolgt durch die Ermittlung aller Bauteilgewichte, Aufbauten und unter Berücksichtigung von 30% der ständigen Nutzlasten. Für das Beispiel wird die Gebäudemasse vereinfacht ermittelt, unter der Annahme einer Flächenlast von 19 kN/m^2 . Diese ergibt sich aus

$$G = G_{\text{Bauteile}} + G_{\text{Aufbauten}} + 0,3 \cdot Q_{\text{Nutzung}} \quad (4.70)$$

Mit $G_{\text{Bauteile}} = 13,5 \text{ kN/m}^2$, $G_{\text{Aufbauten}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ und $Q_{\text{Nutzung}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ ergibt sich

$$G = 13,5 + 2,5 + 3,0 = 19,5 \text{ kN/m}^2 \quad (4.71)$$

Die Geschoßflächen ergeben sich aus der Fläche des Rechtecks der Geschoßgrundrisse zu $24 \cdot 14 = 336 \text{ m}^2$. Im Dachgeschoß beträgt die Geschoßfläche 200 m^2 .

Diese ungenaue Ermittlung der Massen hat einen starken Einfluss auf die in Folge berechneten Erdbebenlasten. Daher können die Ausführungen lediglich für die Schematik eines Erdbebennachweises gelten.

2. Wandtypen

Die aussteifenden Wände sind in drei verschiedenen Typen ausgebildet: schlanke, gedrungene und gekoppelte Tragwände. Die Zuordnung der Wandscheiben zu den jeweiligen Typen ist in Tabelle 4.4 zusammengefasst.

Typ	x -Richtung	y -Richtung
schlanke Tragwände	-	Y1, Y4, Y5, Y7
gedrungene Tragwände	X2	-
gekoppelte Tragwände	X1, X3	Y2, Y3

Tabelle 4.4: Typen von Tragwänden

Als gedrungene Wandscheiben gelten solche Wände, die ein Verhältnis von Länge zu Höhe kleiner als 2 aufweisen. Wird die Wandscheibe X2 als durchgehende Scheibe betrachtet, besitzt diese eine Länge von 24 m, und eine Höhe von 20,5 m. Daher kann bei der Bemessung eine gedrungene Wandscheibe ausgebildet werden.

In Folge wird die Wandscheibe X2 jedoch gegliedert, da der Wandabschnitt X2c mit zwei Öffnungen versehen ist und somit einen Schwachpunkt in der Wand darstellt.

In Abbildung 4.12 ist die Bezeichnung der Wände dargestellt. An den Kreuzungspunkten der Wände ist die Art der Verbindungsstöße der Fertigteilelemente eingezeichnet.

3. Querschnittswerte

Die erforderlichen Querschnittswerte (siehe Abbildung 4.18 auf Seite Seite 104) der Tragwände sind

- Breite (Dicke), Länge, Höhe
- Fläche
- Exzentrizität zum Massenmittelpunkt
- Eigenträgheitsmomente
- Trägheitsmomente inklusive Steiner-Anteile

Aus den Querschnittswerten der Tragwände lässt sich der Trägheitsradius der Geschoße bestimmen.

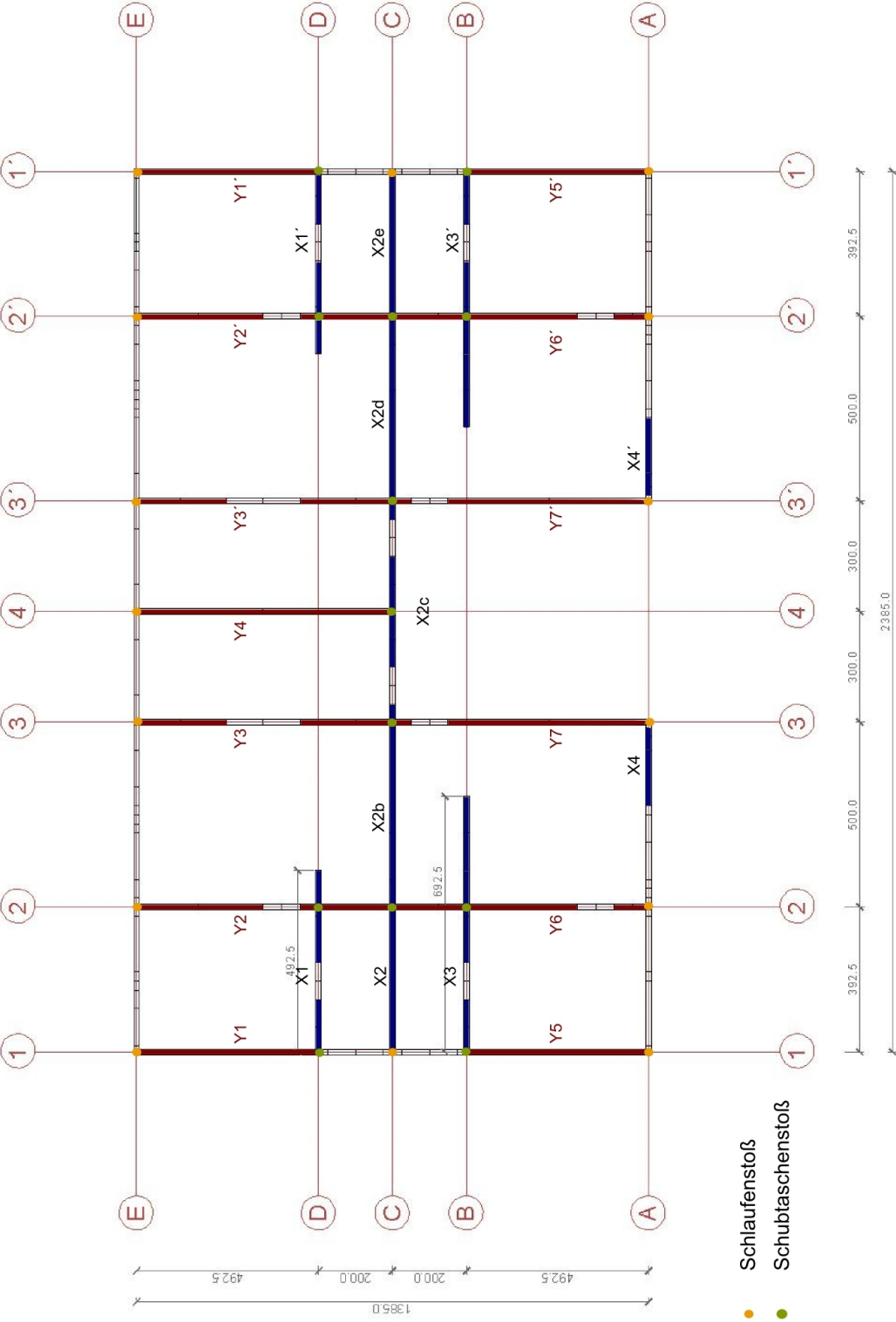


Abbildung 4.12: Bezeichnung der Tragwände im Regelgeschoß und Fugenstöße

4. Eigenformen und Eigenfrequenzen

Zur Ermittlung des dynamischen Verhaltens wird das Gebäude als Kragarm modelliert. Mit den Massen und den Querschnittswerten des realen Gebäudes wird der Ersatzstab modelliert.

Die Berechnung der Eigenfrequenzen erfolgt mit dem Stabwerksprogramm *Ruck Zuck 5.0* [46]. Es werden die ersten zehn Eigenformen der schwächeren y -Richtung ermittelt, mit dem Ziel, dass die Summe der modalen Massen mindestens 90% der Gebäudemasse beträgt. Diese für diese Vorgabe maßgebenden Eigenformen sind die erste, zweite, vierte und sechste Eigenform (siehe Abbildung 4.13). Die zugehörigen Eigenfrequenzen und Perioden sind in Tabelle 4.5 zusammengefasst.

Eigenform	Eigenfrequenz [Hz]	Eigenperiode [sec]	modale Masse [% m_{ges}]
1.	2,758	0,363	64,841
2.	17,031	0,059	19,924
4.	47,098	0,021	6,655
6.	91,109	0,011	3,205
			$\Sigma = 94,625 \%$

Tabelle 4.5: Eigenformen und Eigenfrequenzen

5. Gesamterdbebenlast

Der Spektralwert der Beschleunigungen kann aus Abbildung ?? abgelesen werden. Für die erste Eigenform mit der Periode $T_1 = 0,363 \text{ s}$ beträgt das Bemessungsspektrum $S_d(T_1) = 1,575 \text{ m/s}^2$.

Die Erdbebenlasten der i -ten Eigenform errechnen sich aus

$$F_{bi} = m_i^* \cdot S_d((T_i)) \quad (4.72)$$

Hierin sind m_i^* aktivierte Masse der i -ten Eigenform [to] und $S_d((T_i))$ Beschleunigungsspektrum der Periode T_i [m/s^2].

Für einfache, regelmäßige Gebäude, bei welchen die erste Eigenform dominiert, darf die Formel (4.5) (siehe Eurocode 8 Kapitel 4.3.3.2.2) verwendet werden. In dieser, wird mit dem Beteiligungsfaktor λ , die modale Masse für die Berechnung einer Gesamterdbebenlast bestimmt. Die Gesamterdbebenlast F_b des Beispielgebäudes ergibt sich, mit $\lambda = 0,85$, zu

$$F_{b1} = m_i^* \cot \lambda \cdot S_d((T_1)) = 4210 \cdot 0,85 \cdot 1,575 = 5636,67 \text{ kN}. \quad (4.73)$$

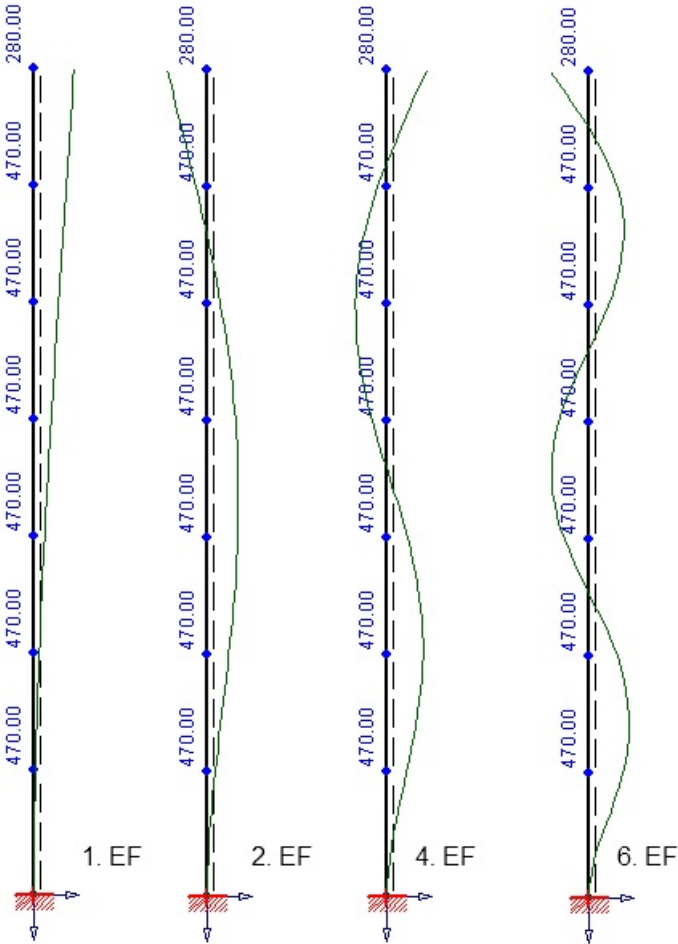


Abbildung 4.13: Eigenformen und Eigenfrequenzen (Berechnung mit *Ruck Zuck* 5.0) [46]

4.9.3 Lastaufteilung

Vertikale Aufteilung der Lasten auf die Tragwände

Die vertikale Aufteilung der Erdbebenlasten erfolgt proportional zu Geschößhöhe und Geschößmasse, nach Eurocode 8 Kapitel 4.3.3.2.3 Formel (4.10)(siehe Abbildung 4.14).

Geschöß	Höhe	Masse	$m_i \cdot z_i$	F _{bi}	Q _i	%F _b
	m	t _o	t _o m	kN	kN	%
DG	2,9	380	7790,00	925,69	925,69	16,42
5.OG	2,9	638,4	11235,84	1335,16	2260,85	23,69
4.OG	2,9	638,4	9384,48	1115,16	3376,01	19,78
3.OG	2,9	638,4	7533,12	895,16	4271,17	15,88
2.OG	2,9	638,4	5681,76	675,17	4946,34	11,98
1.OG	2,9	638,4	3830,40	455,17	5401,50	8,08
EG	3,1	638,4	1979,04	235,17	5636,67	4,17
	20,5	4210,4	47434,64	5636,67	5636,67	100,00

Abbildung 4.14: vertikale Aufteilung der Erdbebenlasten

Horizontale Aufteilung der Lasten auf die Tragwände

Abbildung 4.15 auf Seite 100 zeigt die steifigkeitsproportionale Aufteilung der Erdbebenkräfte auf die Tragwände innerhalb eines Geschößes.

Die Aufteilung erfolgt in beide orthogonale Richtungen, die getrennt betrachtet werden. Aufgrund der Regelmäßigkeit wird keine Überlagerung der Richtungen vorgenommen.

Die Torsionskräfte müssen gemäß Eurocode 8 berücksichtigt werden. Vereinfachend werden die Kräfte mit einem Torsionsfaktor δ erhöht (siehe Eurocode 8 Kapitel 4.3.3.2.4). Dieser ergibt sich aus

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot e/L_e \quad (4.74)$$

Hierin sind e der Schwerpunktabstand und L_e der äußerste Abstand der Tragwände, der jeweiligen Tragwand in der betrachteten Richtung.

Kapitel 4 Dynamische Berechnung von Geschößwohnbauten

$$F_b = 5636,6730 \text{ kN}$$

$$T = 0,6 * e / L * F_b$$

Wand	Trägheitsmoment		Erdbebenlast	SP-Abstand	Fb + Torsion	
	I_{eig}				Fb	y
	m^4	%	kN	m	kN	kN
X1	1,56	4,79	269,96	200,00	23,14	293,09
X2a+X2b	9,11	27,93	1574,38	0,00	0,00	1574,38
X3	4,29	13,14	740,76	-200,00	-63,49	804,25
X2c	2,70	8,28	466,48	0,00	0,00	466,48
X1'	1,56	4,79	269,96	200,00	23,14	293,09
X2d+X2e	9,11	27,93	1574,38	0,00	0,00	1574,38
X3'	4,29	13,14	740,76	-200,00	-63,49	804,25
	32,63	100,00	5636,67			

Wand	Trägheitsmoment		Erdbebenlast	SP-Abstand	Fb + Torsion	
	I_{eig}				Fb	x
	m^4	%	kN	m	kN	kN
Y1	1,56	3,97	223,61	-1200,00	-115,00	338,60
Y2	4,29	10,89	613,58	-800,00	-350,62	964,19
Y3	4,29	10,89	613,58	-300,00	-131,48	745,06
Y5	1,56	3,97	223,61	-1200,00	-191,66	415,27
Y6	4,29	10,89	613,58	-800,00	-350,62	964,19
Y7	1,56	3,97	223,61	-300,00	-47,92	271,52
Y4	4,29	10,89	613,58	0,00	0,00	613,58
Y1'	1,56	3,97	223,61	1200,00	191,66	415,27
Y2'	4,29	10,89	613,58	800,00	350,62	964,19
Y3'	4,29	10,89	613,58	300,00	131,48	745,06
Y5'	1,56	3,97	223,61	1200,00	191,66	415,27
Y6'	4,29	10,89	613,58	800,00	350,62	964,19
Y7'	1,56	3,97	223,61	300,00	47,92	271,52
	39,39	100,00	5636,67			

linke Seite
rechte Seite

Abbildung 4.15: Horizontale Aufteilung der Lasten auf die Tragwände

4.9.4 Schnittgrößenermittlung

Stabwerkmodell

Exemplarisch wird die Wandscheibe X2a/X2b als Stabwerk berechnet. Die Stäbe sind einheitlich mit Querschnitt 15/40 cm und aus Beton C25/30 modelliert.

Die Stäbe werden so angeordnet, dass die in den Decken eingeleiteten Lasten, geschoßweise zu den unteren Eckpunkten der Wand abgeleitet werden. Die Lasten werden geschoßweise an den Wandseiten konzentriert. Zu Berücksichtigen ist, dass Wände mit 9 m Länge Herstellungs- bzw. Transportgrenzen stoßen. Daher ist es wahrscheinlich, dass an der Schnittlinie der Wände X2a und X2b ein Stoß ausgebildet wird.

Die Kräfte in Abbildung 4.16 zeigen den prozentualen Verlauf über die Gebäudehöhe.

Auf der Lastangriffsseite entstehen Zugkräfte in den Diagonalen. Die Lastabgewandte Seite zeichnet sich durch Druckstreben aus.

Abbildung 4.17 zeigt den qualitativen Verlauf der Normalkräfte (Zug und Druck) in den Stäben, sowie die Auflagerreaktionen. Da die Wandscheibe symmetrisch ist, ist die Untersuchung einer Lastrichtung ausreichend. Würde dies nicht der Fall sein, ist es notwendig auch die Schnittgrößen der zweite Wirkrichtung zu untersuchen.

FE-Modell

Mit einem FE-Modell können die Lasttrajektorien innerhalb der Elemente sehr genau berechnet werden. Bei der Modellierung ist zu beachten, dass die Kraftflüsse in den Fugen zwischen Fertigteilen und Decken nicht stetig sind. Auch die geschoßweise Konzentration der Lasten an den Wandseiten ist zu erfassen.

Für gekoppelte Tragwände oder Wände mit Öffnungen ist die Anwendung der FE-Methode gegenüber der Modellierung von Stabwerken vorteilhaft. Aus den Spannungsverläufen können die erforderlichen Bewehrungswerte ermittelt werden.

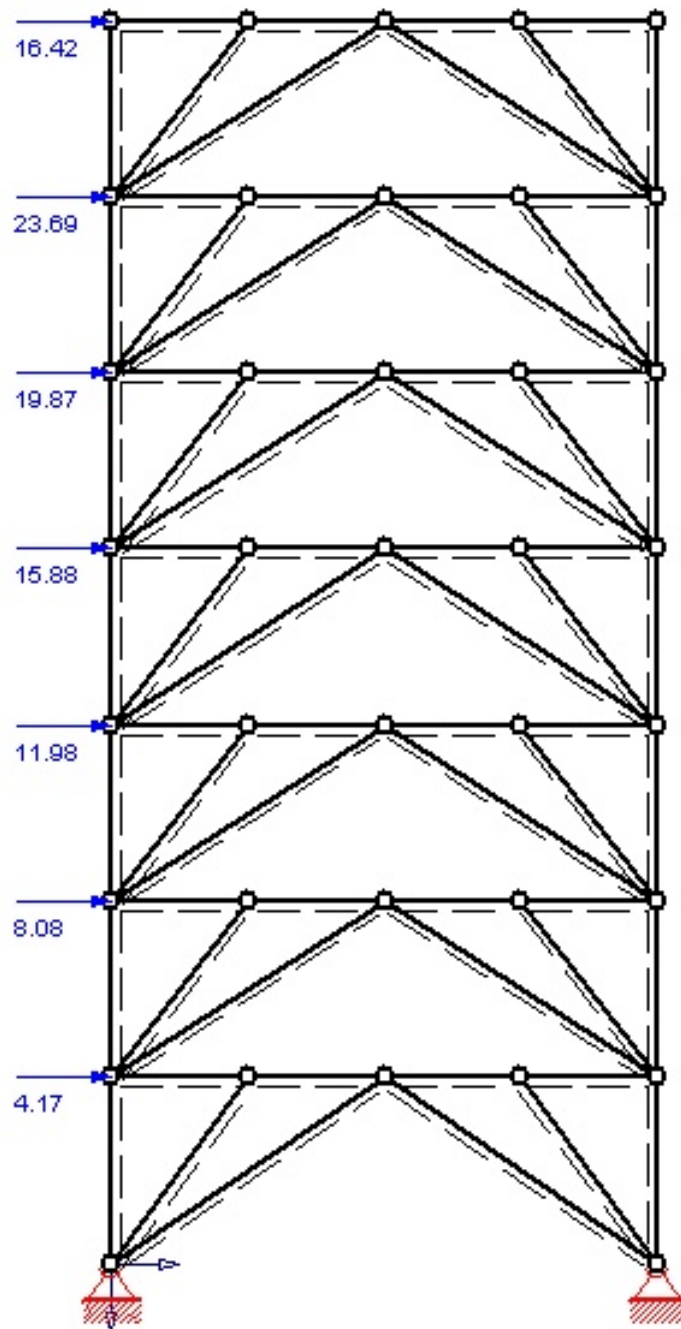


Abbildung 4.16: Prozentualer Verlauf der Erdbebenlasten über die Gebäudehöhe

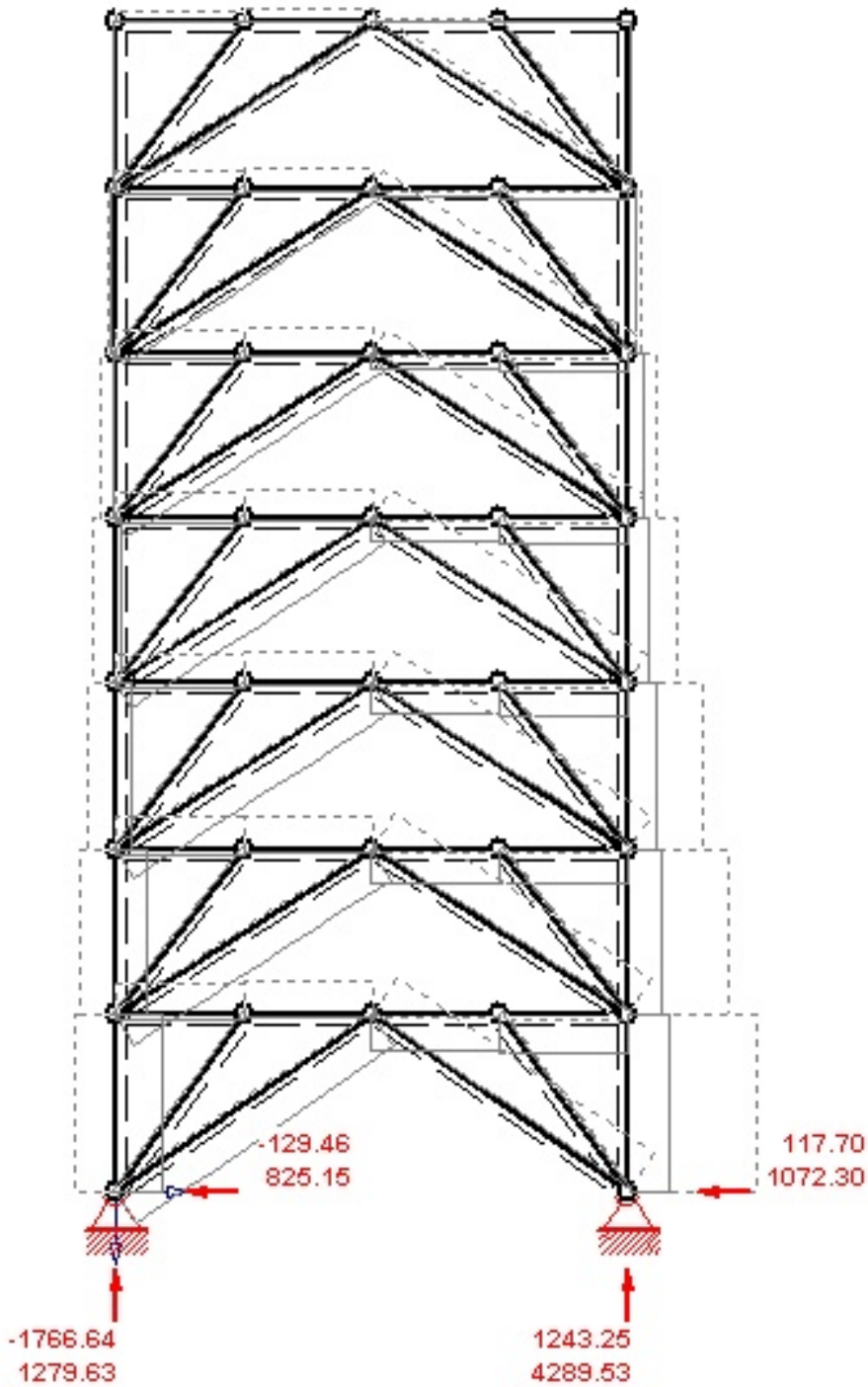


Abbildung 4.17: Verlauf der Normalkräfte und Auflagerreaktionen

Kapitel 4 Dynamische Berechnung von Geschößwohnbauten

Wand	Breite		Länge		Höhe		Fläche		Volumen		Exzentrizität			Trägheitsmoment					
	b	cm	L	cm	h	cm	A	m ²	V	m ³	x	cm	y	cm	I _{eig}	m ⁴	I _x	m ⁴	I _y
X1	15	500	500	270	270	0,75	2,025	-750	200	1,5625	4,5625	43,7500							
X2a+X2b	15	900	900	270	270	1,35	3,645	-1000	0	9,1125	144,1125								
X3	15	700	700	270	270	1,05	2,835	-850	-200	4,2875	8,4875	80,1500							
X2c	15	600	600	270	270	0,9	2,43	0	0	2,7000	2,7000								
X1'	15	500	500	270	270	0,75	2,025	750	200	1,5625	4,5625	43,7500							
X2d+X2e	15	900	900	270	270	1,35	3,645	1000	0	9,1125	144,1125								
X3'	15	700	700	270	270	1,05	2,835	850	-200	4,2875	8,4875	80,1500							
Y1	15	500	500	270	270	0,75	2,025	-1200	450	1,5625	16,7500	109,5625							
Y2	15	700	700	270	270	1,05	2,835	-800	350	4,2875	17,1500	71,4875							
Y3	15	700	700	270	270	1,05	2,835	-300	350	4,2875	17,1500	13,7375							
Y5	15	500	500	270	270	0,75	2,025	-1200	-450	1,5625	16,7500	109,5625							
Y6	15	700	700	270	270	1,05	2,835	-800	-350	4,2875	17,1500	71,4875							
Y7	15	500	500	270	270	0,75	2,025	-300	-350	1,5625	10,7500	8,3125							
Y4	15	700	700	270	270	1,05	2,835	0	350	4,2875	17,1500	4,2875							
Y1'	15	500	500	270	270	0,75	2,025	1200	450	1,5625	16,7500	109,5625							
Y2'	15	700	700	270	270	1,05	2,835	800	350	4,2875	17,1500	71,4875							
Y3'	15	700	700	270	270	1,05	2,835	300	350	4,2875	17,1500	13,7375							
Y5'	15	500	500	270	270	0,75	2,025	1200	-450	1,5625	16,7500	109,5625							
Y6'	15	700	700	270	270	1,05	2,835	800	-350	4,2875	17,1500	71,4875							
Y7'	15	500	500	270	270	0,75	2,025	300	-350	1,5625	10,7500	8,3125							
							19,0500				255,5750	1311,3125							

linke Seite
rechte Seite

Abbildung 4.18: Querschnittswerte der Tragwände

Kapitel 5

Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Bemessung umfasst alle Nachweise, die das Versagen des Tragwerks berücksichtigen.

Im Zuge der Nachweisführung für Tragwerke sind nach ÖNORM EN 1990 (Eurocode 0) folgende Nachweise zu erfüllen [5]:

[EQU] Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks oder eines seiner Teile, die als Starrkörper betrachtet werden dürfen (engl.: equilibrium)

[STA] Versagen oder übermäßige Verformungen des gesamten Tragwerks oder von Tragwerksteilen, wobei die Tragfähigkeit von Bauteilen und deren Festigkeit maßgebend wird (Stabilität) (engl.: structural failure)

[GEO] Versagen oder übermäßige Verformungen des Baugrundes (engl.: geotechnic)

[FAT] Ermüdungsversagen des gesamten Tragwerks oder von Tragwerksteilen (engl.: fatigue)

Gliederung und Ablauf von Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind in Abbildung 5.1 dargestellt.

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen



Abbildung 5.1: Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 8 [5]

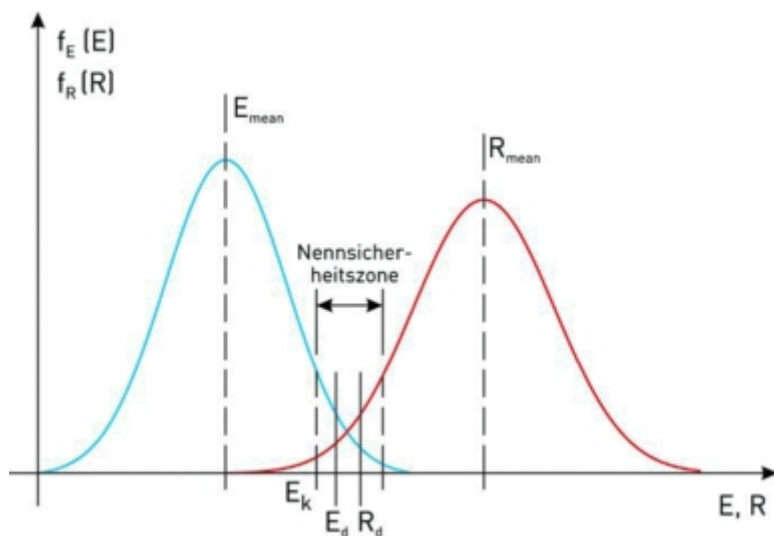


Abbildung 5.2: Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept [5]

5.1.1 Nachweiskonzept

Semiprobabilistische Sicherheitskonzept

Dem Eurocode 8 liegt das semiprobabilistische Sicherheitskonzept zugrunde. Einerseits werden die Einwirkungen mit Sicherheitsbeiwerten erhöht, andererseits die Festigkeiten der Tragelemente abgemindert. Zwischen diesen beiden Werten der Verteilungsfunktionen muss ein ausreichender Sicherheitsabstand gewährleistet bleiben (siehe Abbildung 5.2).

Tragfähigkeitsbedingung

Die Tragfähigkeitsbedingung lautet, dass die Einwirkungen kleiner sind als die Widerstände:

$$E_{AEd} \leq R_d \quad (5.1)$$

Hierin bedeuten E_{AEd} die Bemessungseinwirkung und R_d die Bemessungswiderstände des betrachteten Bauteils.

5.1.2 Festigkeiten der Tragelemente

Auf der Materialseite werden die charakteristischen Festigkeiten durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M dividiert:

$$R_d = R\left\{\frac{f_k}{\gamma_M}\right\} \quad (5.2)$$

Im Lastfall Erdbeben werden die Materialsicherheiten infolge verwendeter Duktilitätsklassen nach Tabelle 5.1 vorgeschrieben.

Duktilitätsklasse	Beton	Stahl
DCL	1,3	1,0
DCM	1,5 (1,3)	1,15 (1,0)
DCH	1,5 (1,3)	1,15 (1,0)

Tabelle 5.1: Teilsicherheitsbeiwerte (γ_M) für Beton und Stahl

Die Werte in Klammern dürfen verwendet werden wenn nachgewiesen wird, dass zyklische Beanspruchungen den plastischen Biege­widerstand - zufolge Schädigung des Betons - nicht abschwächen.

5.2 Bemessung von Tragwänden

5.2.1 Geometrie der Wände

Tragwände können als

- volle Wandscheiben
- zusammengesetzte Wandscheiben
- Wandscheiben mit Öffnungen
- gekoppelte Wandscheiben

ausgeführt werden.

Bei zusammengesetzten Wandscheiben handelt es sich um mehrere Wandelemente, die zu einer Tragwand zusammengeschlossen werden. Wird die zusammengesetzte Tragwand als Vollwand bemessen, sind die Verbindungen zwischen den Elementen auf die der Vollwand entsprechenden Schnittgrößen auszulegen.

Gekoppelte Wandscheiben sind Tragwände, deren Zusammenwirken durch Koppelbauteile (z.B. Balken oder Decke), ermöglicht wird. In diesem Fall müssen für die Koppelbauteile besondere Maßnahmen getroffen werden, um die Kraftübertragung ermöglichen.

Die Dicke b_{wo} einer Tragwand muss die folgende Anforderung erfüllen:

$$b_{wo} \geq \max\{0, 15 \text{ m}, h_s/20\} \quad (5.3)$$

mit h_s als lichte Geschoßhöhe.

In Bezug auf die Wandlängen wird zwischen

- duktilen (schlanken) Wänden, mit Einem Verhältnis $h_w/l_w > 2$, und
- großen leicht bewehrten (gedrungenen) Wänden, mit Einem Verhältnis $h_w/l_w < 2$

unterschieden. Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden infolge für beide Wantypen beschrieben.

5.2.2 Bemessung großer leicht bewehrter Tragwände

Gedrungene Tragwände werden vorwiegend auf Schub beansprucht. Der große innere Hebelarm ermöglicht die einfache Aufnahme von Biegemomenten.

Um jedoch sicherzustellen, dass das Biegefließen vor Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit für Querkraftschub eintritt, muss die berechnete Querkraft V_{Ed} erhöht werden.

Die Bemessungsquerkraft V_{Ed} kann wie folgt aus der berechneten Querkraft \dot{V}_{Ed} gewonnen werden:

$$V_{Ed} = \dot{V}_{Ed} \cdot \frac{q + 1}{2} \quad (5.4)$$

In [27] wird die Erhöhung der berechneten Querkraft \dot{V}_{Ed} um den Faktor $\varepsilon = 1,3$ angegeben.

Biegebeanspruchung

Werden die Wände durch Auflast nicht vollständig überdrückt, kommt es zu einem Abheben vom Boden oder zu Öffnen und Schließen horizontaler Risse. Die zusätzlich entstehenden dynamischen Längskräfte, müssen in einem Nachweis für *Biegung mit Längskraft* berücksichtigt werden.

Wird der empfohlene Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ verwendet, darf der Einfluss der dynamischen Längskraft vernachlässigt werden. Ist der Verhaltensbeiwert größer als $q = 2,0$ angesetzt, müssen die entsprechenden Vorschriften des Eurocode 8 eingehalten werden.

Schubbeanspruchung

Die Tragfähigkeitsbedingung lautet $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, wobei $V_{Rd,c}$ die Schubtragfähigkeit des Betons bedeutet. Ist diese nicht erfüllt, muss die erforderliche Schubbewehrung ermittelt werden. Die Schubtragfähigkeit der bewehrten Wand $V_{Rd,s}$ errechnet sich nach Eurocode 2 [32] aus der der Grenzlast der Bewehrung $V_{Rd,s}$. Diese errechnen sich aus

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta. \quad (5.5)$$

Die Grenzlast der Betondruckstrebe $V_{Rd,max}$ lautet

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}. \quad (5.6)$$

Hierin sind

θ Neigungswinkel der Betondruckstrebe,

z innerer Hebelarm [m],

α_{cw} Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt,

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

a_{sw} Querschnitt der Querkraftbewehrung [cm^2/m],

ν Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton.

Der Nachweis kann auf der Grundlage eines Fachwerksmodells veränderlicher Neigung oder eines Diagonalstrebenmodells erfolgen.

Wird ein Diagonalstrebenmodell verwendet sollte die Breite der Diagonalstrebe das Vorhandensein von Öffnungen berücksichtigen und nicht größer sein als der kleinere der beiden Werte $0,25 \cdot l_w$ oder $4 \cdot b_{wo}$.

Die erforderliche Querschnittsfläche der Querbewehrung kann folgendermaßen berechnet werden

$$a_{sw,erf} = \frac{V_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta} \quad (5.7)$$

Der Nachweis gegen Schubgleiten an horizontalen Fugen erfolgt nach Eurocode 2 mit einer anschließenden Erhöhung der Verankerungslänge der durchgehenden Haltestäbe um 50%.

5.2.3 Kapazitätsbemessung schlanker, duktiler Tragwände

Am Fusspunkt eingespannte Wandscheiben werden auf Biegung, Querkraft und vertikalen Druck zufolge Eigengewicht und Auflast beansprucht.

Bei der Lastabtragung soll sich am Fusspunkt ein plastisches Gelenk ausbilden, in welchem es zum Fließen der Vertikalen Bewehrung kommt. An diesem Gelenk ist sicherzustellen, dass die Energiedissipation primär durch Biegung des Kragarms erfolgt [23].

Im Eurocode 8 wird ausgeführt, dass Sprödbrüche oder andere unerwünschte Versagensmechanismen verhindert werden müssen. Solche Versagensmechanismen sind

- Konzentration von plastischen Gelenken in den Stützen eines einzigen Stockwerks eines mehrstöckigen Gebäudes,
- Schubversagen von tragenden Bauteilen,
- Versagen von Rahmenknoten,
- plastisches Nachgeben von Fundamenten oder von allen Bauteilen, die elastisch bleiben sollen.

Versagensarten, die durch die Kapazitätsbemessung verhindert werden sollen, sind

- Versagen infolge schrägen Drucks (Betonbruch),
- Fließen der horizontalen Bügel auf Zug,
- Versagen infolge Gleitschubs in Fugen,
- Ausbeulen dünner Wandteile,
- Ausknicken der Vertikalbewehrung (Druckbeanspruchung nach Zugfließen),
- Verankerungsbruch (Überbeanspruchung des Verbundes).

Für Tragwände aus Fertigteilen müssen Verbindungen ausgebildet werden, die im elastischen Zustand bleiben. Die Verbindungen müssen folgende Lasten übertragen:

- Schubübertragung zwischen Wand und Decke
- Zugkräfte in vertikalen Fugen
- Schubübertragung in vertikalen Fugen

Die hohe Steifigkeit der Verbindungen soll verhindern, dass große, das Gebäude schädigende Verformungen auftreten.

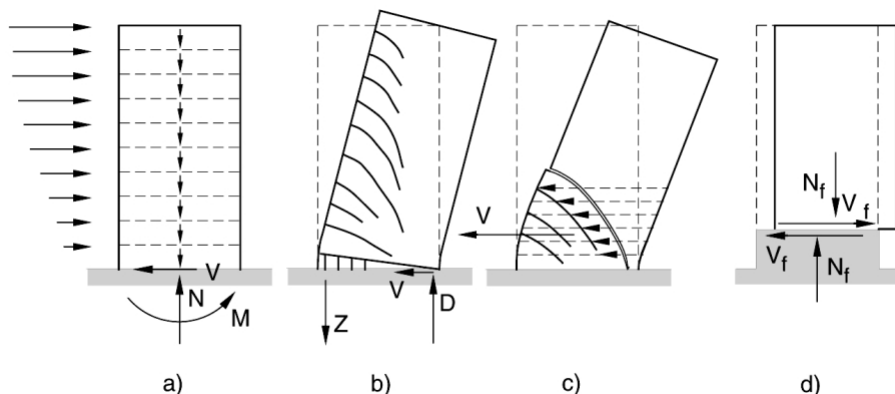


Abbildung 5.3: Versagensmechanismen schlanker Tragwände [3]

Plastisches Gelenk

Das plastische Gelenk wird bei duktilen Wandscheiben stets am Wandfuß angeordnet. Plastische Mechanismen in den oberen Geschoßen müssen verhindert werden (siehe [23]). Wesentlich für die Ausbildung des plastischen Gelenks ist, dass am Wandfuß keine Öffnungen (Türen oder Fenster) angeordnet werden.

Der Wandfuß wird befindet sich auf Gründungsebene oder oberhalb eines Kellergeschosses, das einem *steifen Kasten*, mit starren Decken und Umfangswänden, entspricht.

Die Kapazitätsbemessung soll gewährleisten, dass sich der Versagensmechanismus von Bild c) in Abbildung 5.3 einstellt.

Die Höhe des kritischen Bereichs h_{cr} über dem Wandfuß darf näherungsweise angenommen werden zu [33]:

$$h_{cr} = \max\{l_w, h_w/6\} \quad (5.8)$$

mit h_s als lichte Geschosshöhe.

Der plastische Bereich darf ausserdem maximal der kleineren Größe aus folgender Bedingung betragen [33]:

- der doppelten Wandlänge ($2 \cdot l_w$), oder
- der zweifachen Regelgeschoßhöhe ($2 \cdot h_s$).

Umhüllende der Einwirkungen

Der vertikale Verlauf der Biegemomente wird als vertikal versetzte (Versatz der Zugkraftlinie) Umhüllende der berechneten Biegemomente angegeben. Die Umhüllende darf als linear angenommen werden (siehe Abbildung 5.4).

Die Bemessungseinhüllende der Querkräfte dient dazu, Unsicherheiten bezüglich des Einflusses höherer Eigenformen im Erdgeschoß und Dachgeschoß berücksichtigen (siehe Abbildung 5.5).

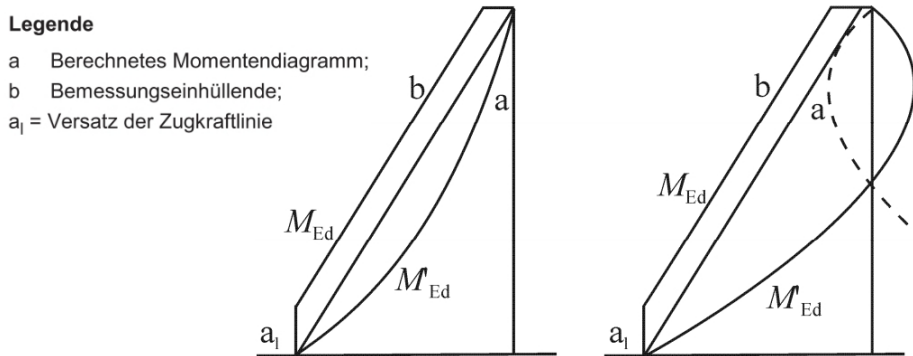


Abbildung 5.4: Bemessungseinhüllende für Biegemomente schlanker Wände [33]

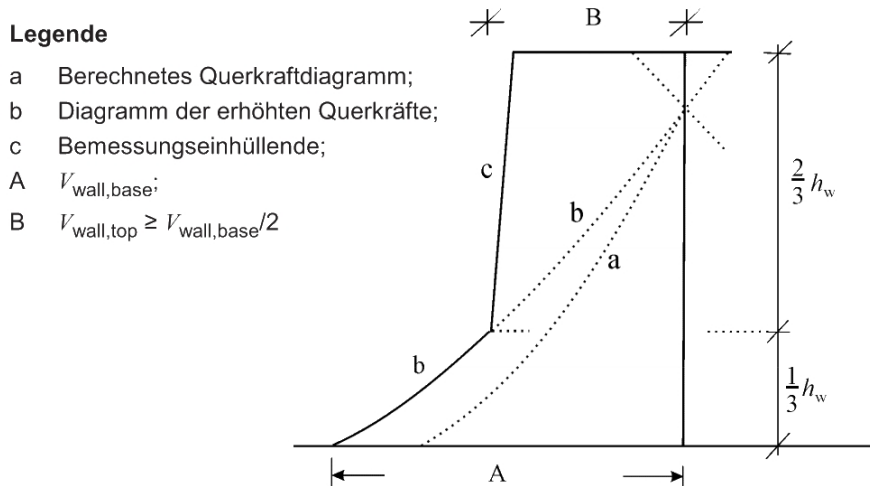


Abbildung 5.5: Bemessungseinhüllende für Querkräfte schlanker Wände [33]

Umschnürung der Randelemente

Die Umschnürung sollte sich in vertikaler Richtung über die Höhe h_{cr} des kritischen Bereichs erstrecken. In horizontaler Richtung wird die Umschnürung auf eine Länge l_c , gemessen von der äußersten gedrückten Faser der Wand, angeordnet.

Die Dicke b_w der umschnürten Randelemente sollte nicht kleiner sein als 200 mm.

Darüber hinaus sollte für den Fall, dass die Länge des umschnürten Teils den Größtwert von $2 \cdot b_w$ und $0,2 \cdot l_w$ nicht überschreitet, b_w nicht kleiner sein als $h_s/15$.

Anderenfalls sollte b_w nicht kleiner sein als $h_s/10$ (siehe Abbildung 5.6).

Die Stauchung, bei der Abplatzen erwartet werden kann, darf gleich $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ gesetzt werden. Es darf angenommen werden, dass sich das umschnürte Randelement bis zu einem Abstand von

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) \quad (5.9)$$

von der Bügelmittellinie in unmittelbarer Nähe der äußersten gedrückten Faser erstreckt (siehe Abbildung 5.7).

Die Höhe der umschnürten Druckzone x_u beim Erreichen der Grenzkrümmung beträgt für konstante Breite b_o des umschnürten Druckbereichs

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \cdot l_w \cdot \frac{b_w}{b_o} \quad (5.10)$$

Die Grenzdehnung $\varepsilon_{cu2,c}$ des umschnürten Betons beträgt

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \quad (5.11)$$

Als Minimum sollte die Länge l_c des umschnürten Randelements nicht kleiner als $0,15 \cdot l_w$ oder $1,50 b_w$ angenommen werden.

Es sollten überlappende Bügel verwendet werden, indem jeder zweite Stab der Längsbewehrung durch einen Bügel oder einen Querhaken gehalten wird.

Bei Wandflanschen mit Dicken $b_f > h_s/15$ und Breiten $l_f > h_s/5$, wobei h_s die lichte Geschosshöhe bedeutet (Bild 5.9), wird kein umschnürtes Randelement benötigt. Aufgrund der Biegebelastung der Wand aus der Wandebene heraus könnten umschnürte Randelemente am Ende solcher Flansche jedoch erforderlich sein.

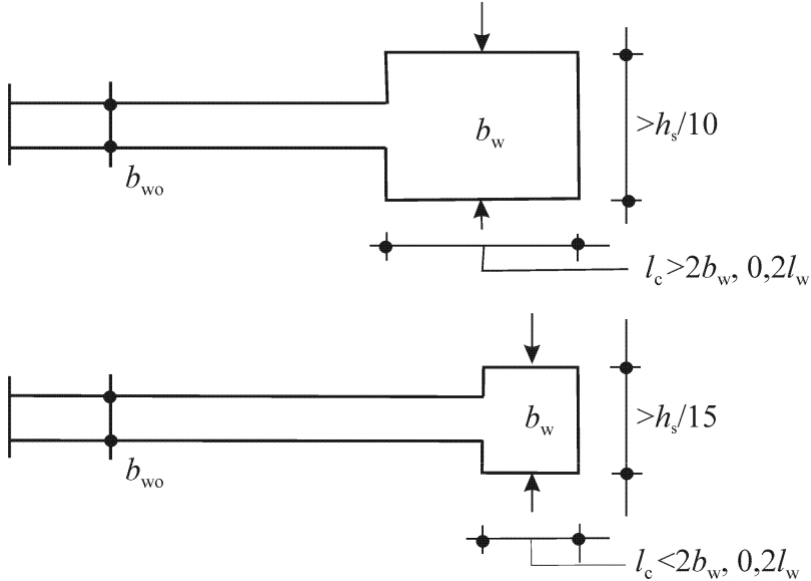


Abbildung 5.6: Mindestdicke umschnürter Randelemente [33]

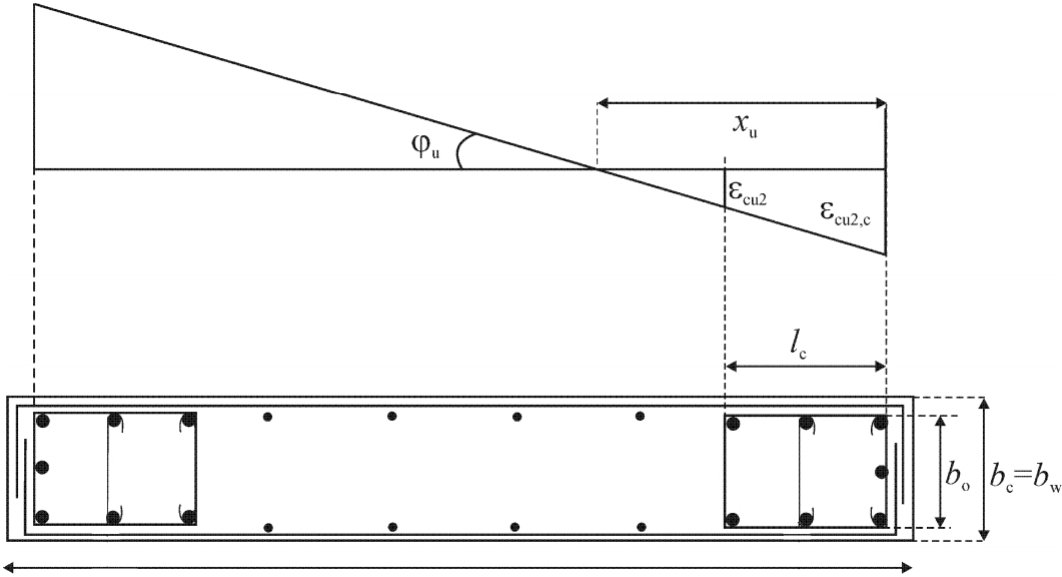


Abbildung 5.7: Umschnuertes Randelement nach [33]

5.2.4 Regeln für Betonfertigteile nach Eurocode 8

Allgemeine Regeln für Betonfertigteile

- Die Umlagerung von erdbebeninduzierten Schnittkräften zwischen primären seismischen Wänden bis zu 30% ist erlaubt, unter der Voraussetzung, dass das gesamte Beanspruchbarkeitsangebot nicht verringert wird.
- Querkräfte sollten zusammen mit den Biegemomenten umgelagert werden, so dass das Verhältnis der Biegemomente zu den Querkräften in den einzelnen Wänden nicht merklich beeinflusst wird.
- In gekoppelten Wänden ist eine Umlagerung von erdbebeninduzierten Schnittkräften zwischen Koppelbalken verschiedener Geschosse bis zu 20% erlaubt, vorausgesetzt, die erdbebeninduzierte Längskraft am Fuß jeder einzelnen Wand (die Resultierende der Querkräfte in den Koppelbalken) wird davon nicht beeinflusst.

Besondere Regeln für Betonfertigteile

Für einfache Wohnbauten aus Betonfertigteilen, die den Regelmäßigkeitskriterien nach Eurocode 8 (4.2.3.2) bzw. (4.2.3.3) entsprechen, ist der Nachweis durch Einhaltung nachfolgender Voraussetzungen geführt.

Die Voraussetzungen für die vereinfachte Auslegung werden im *Nationalen Anhang D* der ÖNORM B 1998 [34] angeführt.

Zusammengefasst werden folgende Ausführungen vorgeschrieben:

- Betongüte: mind. C12/15, Fugenbeton mind. C25/30
- maximale Geschoßanzahl: Erdgeschoß + 5 Obergeschoße (zur Gänze eingeschüttete Kellergeschoße brauchen nicht berücksichtigt werden), mit Geschoßhöhen < 3 m
- Deckenspannweiten: < 7 m
Trakttiefe: mind. 5 m (ab vier Geschoßen mind. 7 m)
- Nutzlasten: $Q < 3,5 \text{ kN/m}^2$
- mind. 2 Schubwände in jeder Richtung, mit Anordnung nach folgenden Regeln:
 - symmetrische Anordnung im Abstand von weniger als 10 m
 - Dicke der Schubwände von mind. 14cm und max. 20 cm
 - Wandpfeiler (auch neben Öffnungen) von mind. 50 cm Breite (sonst ist ein entsprechender Nachweis erforderlich)

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

	Beschleunigung am Gebäudestandort $a_g \times S$					
	0,07 × g		0,11 × g		0,13 × g	
m/s ²	0,69		1,08		1,29	
Betonklasse	C12/15		C16/20		C20/25	
Anzahl der Geschosse	erforderliche Bewehrung		erforderliche Bewehrung		erforderliche Bewehrung	
	vertikale Vergussfuge	Rost	vertikale Vergussfuge	Rost	vertikale Vergussfuge	Rost
1	2 Ø 8	2 Ø 12	2 Ø 8	2 Ø 12	2 Ø 8	2 Ø 12
2						
3						
4			2 Ø 8 (4 Ø 8)	2 Ø 14 (2 Ø 12)		
5			2 Ø 8 (3 Ø 8)	2 Ø 14 (2 Ø 12)		
6			2 Ø 8 (4 Ø 8)	2 Ø 14 (2 Ø 12)	n/a **	
<p>Es bedeutet: n/a nicht anwendbar ** Standsicherheit (Kippen) gemäß ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.4.2.4 nicht erfüllt</p> <p>ANMERKUNG 1 Klammerwerte gelten als alternative Ausführung.</p> <p>ANMERKUNG 2 Die Tabelle gilt für Bereiche geringer Seismizität gemäß 7.2.3. Die Bemessung der Bewehrung erfolgte für niedrige Dissipationsfähigkeit und niedrige Duktilität mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1,5$. Die Festlegung der Trakttiefe erfolgte für elastisches Materialverhalten mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1,0$, da für die Versagensart „Klaffen der Fuge“ die Überfestigkeiten der Materialien den Widerstand nicht erhöhen. Es dürfen daher die besonderen Vorschriften ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 5.2.1(2)P und Abschnitt 5.3 vernachlässigt werden.</p> <p>ANMERKUNG 3 Die angegebenen Betonfestigkeiten sind Mindestfestigkeiten für den Erdbebennachweis. Andere Nachweise (z. B. Grundkombination) oder Normforderungen (z. B. Korrosionsschutz einer örtlich vorzusehenden Bewehrung) können höhere Festigkeiten erfordern.</p>						

Abbildung 5.8: Ring-, Zug- und Vergussfugenbewehrung nach ÖNORM B 1998-1 [34]

- die Geschosdecken müssen mit Deckensystemen ausgebildet werden, die als Scheiben wirksam sind, und müssen mit Ring- und Zugankern ausgebildet werden (z.B.: 2d₂₀, BSt 550). Vorgaben sind in Abbildung 5.8 auf Seite 118 dargestellt
- die Verbindung der Wände mit darüberliegender Decke erfolgt durch lotrechte Schloßeisen. Der Reibungsbeiwert in der Horizontalfuge zwischen einer Wand und der darunterliegenden Decke beträgt $\mu = 0,5$
- die schubfeste Verbindung der Bauteile erfolgt durch Vergussfugen und Bewehrung (Vorgaben siehe Abbildung 5.8)

5.3 Bemessung der Verbindungen

Die Arten der Verbindungsmittel von Fertigteilen wurde bereits eingehend behandelt (siehe Kapitel 1.5).

Für die Horizontalaussteifung sind bei Tragwänden folgende Anschlüsse zu untersuchen:

1. Zugverankerung auf Gründungsniveau
2. vertikale Zugverbindungen über die gesamte Wandhöhe
3. horizontale Schubfugen zwischen Wänden und der Decke
4. Schubübertragung mit an den Tragwänden anschließenden *tragenden* Bauteilen
5. Lastübertragung auf anschließende *nichttragende* Bauteile

Der Einfluss der Verbindungen auf die Energiedissipationskapazität des Tragwerks wird nach Eurocode 8 eingeteilt (siehe Abbildung 5.9) in Verbindungen,

- die außerhalb kritischer Bereiche liegen und die Energiedissipationskapazität des Tragwerks nicht beeinflussen (a),
- Verbindungen, die in kritischen Bereichen liegen und ausreichend überbemessen sind, so dass sie in der Erdbeben-Bemessungssituation elastisch bleiben (b),
- Verbindungen in kritischen Bereichen mit beträchtlicher Duktilität (c)(d).

Energiedissipationsmechanismen dürfen durch plastische Verdrehungen in kritischen Bereichen und durch plastische Schubmechanismen entlang von Fugen erfolgen, unter der Voraussetzung, dass die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- die Rückstellkraft darf während der Erdbebeneinwirkung nicht wesentlich abnehmen
- mögliche Instabilitäten müssen in geeigneter Weise vermieden werden

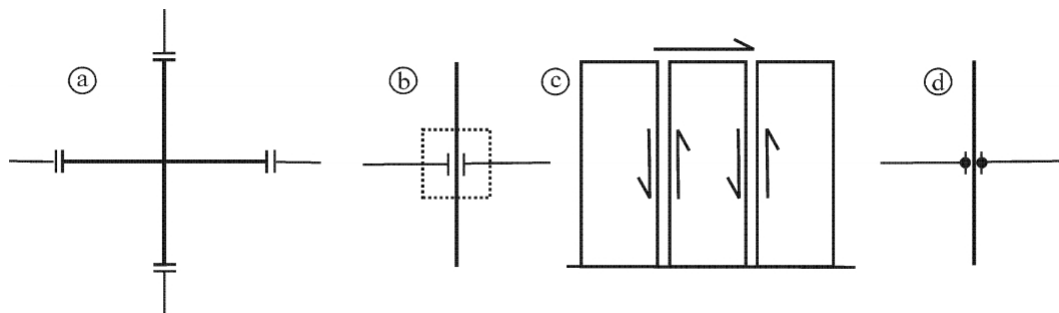


Abbildung 5.9: Einteilung der Verbindungen von Fertigteilwänden [33]

5.3.1 Zugverankerung auf Gründungsniveau

Im Anschluss der Tragwand an das Gründungsbauteil (z.B. Kellergeschoßwand oder Bodenplatte), muss eine Verankerung vorgesehen werden. Um den Mechanismus von Bild d) in Abbildung 5.3 zu vermeiden, ist es notwendig die Verankerung ausreichend zu dimensionieren.

Aus der Auflagerreaktion A_Z ergibt sich die erforderliche Bewehrung zu

$$A_{s,erf} = \frac{A_Z}{f_{yd}} \quad (5.12)$$

Bei der Wahl von Bewehrungsstäben ist ein geeigneter Durchmesser für die Verankerung zu wählen. Die Bewehrung wird am Rand der Elemente als Stabbewehrung in die Fertigteile eingelegt.

5.3.2 vertikale Zugverbindungen

Die vertikalen Zugkräfte müssen über die horizontalen Fugen übertragen werden. Anhand der Kraftgrößen aus der Berechnung lassen sich die resultierenden Zugkräfte an den Elementrändern bestimmen.

In Abhängigkeit der Größe der Zugkräfte und darausfolgender Bewehrungswerte, gilt es geeignete Verbindungsmittel auszuwählen. Mögliche Arten sind im Kapitel Formel 1.5 beschrieben.

Ortbetonerfüllung

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

Wenn die erforderliche Bewehrung, aufgrund des Platzbedarfs, nicht innerhalb der Fertigteilwände eingelegt werden kann, ist es notwendig Zugbänder in Ortbetoneergänzungen einzulegen.

Der Anschluss des Ortbetons mit dem Fertigteil muss große Schubkräfte übertragen und wird deshalb häufig mit Schubtaschen versehen (siehe Abbildung 5.10).

Die Zugbewehrung wird innerhalb der Ortbetonsäule geschoßweise eingebracht und mittels Übergreifungsstößen kraftschlüssig verbunden.

Abbildung 5.12 zeigt den Elementierungsplan eines Tragwandelements mit beidseitiger Ausbildung von Schubtaschen für den Anschluss an Ortbetoneergänzungen.



Abbildung 5.10: Zugbänder in Ortbetoneergänzungen [41]

Abminderungsfaktor	Ursache	Beweherungsstab unter Zug	Beweherungsstab unter Druck
α_1	Biegeform	$\leq 1,0$	1,0
α_2	Betondeckung	$\leq 1,0$	1,0
α_3	nicht angeschweißte Querbewehrungen	$\leq 1,0$	1,0
α_4	angeschweißte Querbewehrungen	0,7	0,7
α_5	Querdruck	$\leq 1,0$	1,0

Abbildung 5.11: Abminderungsfaktoren zur Berechnung der Verankerungslänge [49]

Erforderliche Verankerungslänge

Die erforderliche Verankerungslänge kann nach Eurocode 2 ermittelt werden. Dabei ist die dynamische Beanspruchung zu berücksichtigen.

Der Basiswert der Verankerungslänge ergibt sich aus

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{A_{S_{erf}}}{A_{S_{vorh}}} \quad (5.13)$$

Dabei ist $l_b = \frac{d_m}{4}$ der Grundwert der Verankerungslänge.

$A_{S_{erf}}$ und $A_{S_{vorh}}$ bezeichnen die erforderliche bzw. die vorhandene Bewehrungsfläche.

Der Bemessungswert der Verankerungslänge ergibt sich aus

$$l_{bd} = l_{b,rqd} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \quad (5.14)$$

Die Abminderungsfaktoren α_i hängen von der Art der Verbindung ab. Eine Übersicht ist in Abbildung 5.11 gegeben.

Weitere Schritte

Abstufung der Zugbewehrung über die Gebäudehöhe

Die Ermittlung der Bewehrung in den oberen Geschoßen kann in der beschriebenen Vorgangsweise durchgeführt werden. Bei der Bewehrung in den Dachgeschoßen ist auf eine Erhöhung des Momentes im Einklang mit der Kapazitätsbemessung zu achten.

Wahl der Verbindungsmittel und Platzbedarf

Anhand der erforderlichen Bewehrungsmenge kann ein System zur Zugverbindung gewählt werden. Reicht der erforderliche Platz, den die Bewehrung im Fertigteil einnimmt nicht aus, müssen Ortbetoneergänzungen vorgenommen werden. Diese sind mit den Fertigteilen mit Schubtraschenstößen zu verbinden. Ein Beispiel für ein Fertigteil mit Schubtaschen (an beiden Enden) ist in Abbildung 5.12 dargestellt.

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

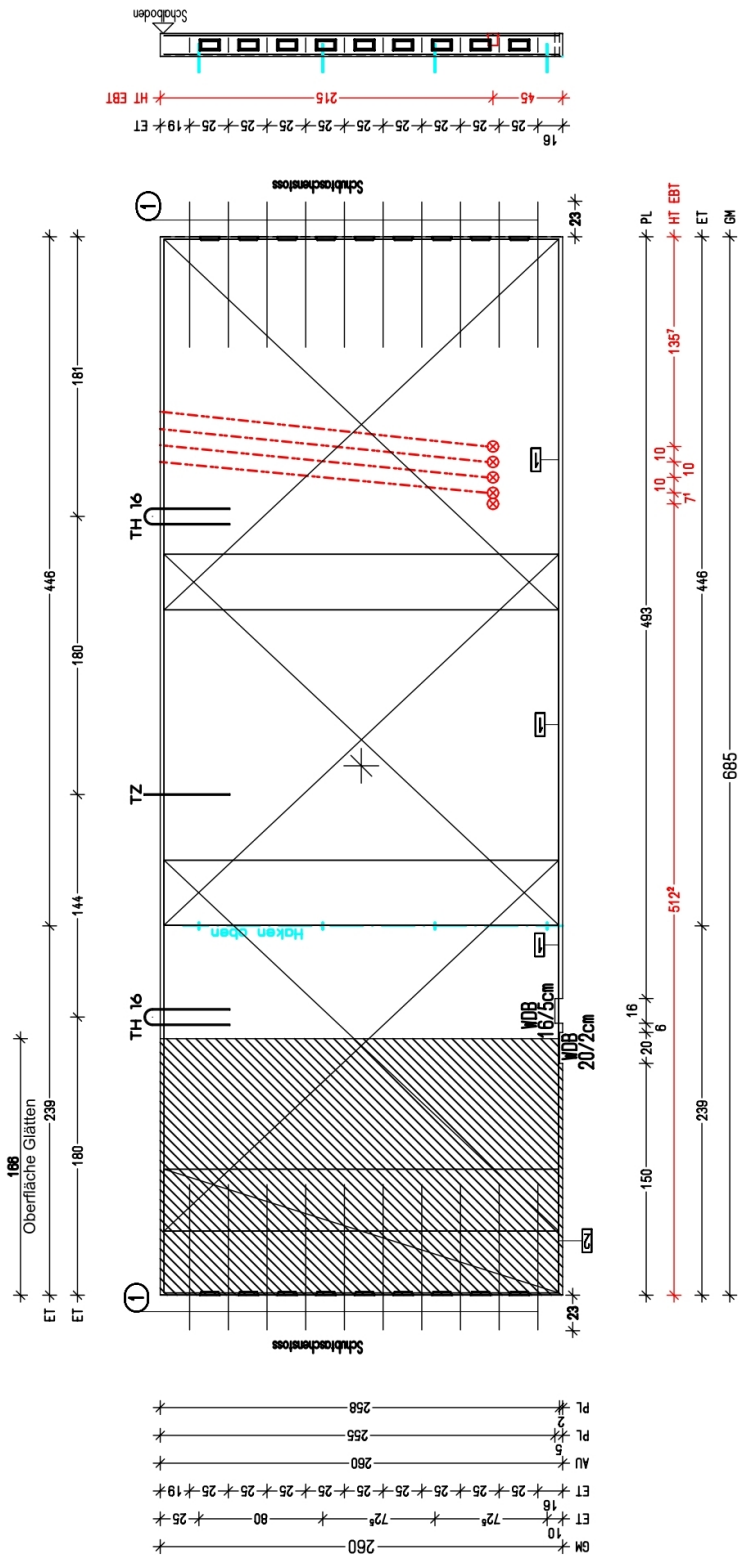


Abbildung 5.12: Tragwandelement mit Schubtaschen für den Anschluss eine Ortbetoneingängzug [41]

5.3.3 Horizontale Schubverbindungen

Die Erdbebenkräfte versuchen die Wände von den Geschoßdecken zu lösen und zu verschieben. Die entgegengewirkenden Kräfte sind die Auflast und die darauffolgende Reibung. Reichen die Reibungskräfte nicht aus, ist Schubbewehrung erforderlich. Aufgrund von fertigungstechnischen Gegebenheiten muss zwischen Fugen

- an der Wandoberkante
- an der Wandunterkante

unterschieden werden.

Der Widerstand von Schubfugen ist im Eurocode 2 gegeben durch:

$$\nu_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha * \sin \alpha) \leq 0,5 \cdot \nu f_{cd} \quad (5.15)$$

Hierin sind:

f_{ctd} Zugfestigkeit des Betons

ν Festigkeitsabminderungsbeiwert, siehe 6.2.2 (6) in [32]

σ_n Normalspannung in der Fuge

α Neigung der Schubbewehrung

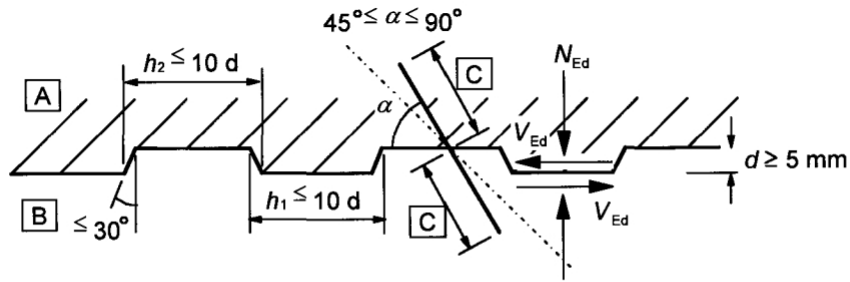
Die Beiwerte c und ρ hängen von der Rauigkeit der Fuge ab:

- sehr glatte Oberfläche: $c = 0,25$ und $\mu = 0,5$
- glatte Oberfläche $c = 0,35$ und $\mu = 0,6$
- rauhe Oberfläche $c = 0,45$ und $\mu = 0,7$
- verzahnte Oberfläche $c = 0,5$ und $\mu = 0,9$

Unter dynamischer Beanspruchung ist der Beiwert c zu halbieren.

Aus der Formel 5.15 ist ersichtlich, dass sich die Reibungskraft $\mu \cdot \sigma_n$ von der Auflast abhängt. Aus den Erdbebenkräften und Vertikallasten ergibt sich, dass die unteren Geschoße zwar höhere Schubkräfte erleiden, jedoch die stärkere Überdrückung erfahren.

In den oberen Geschoßen kehrt sich das Verhältnis um. Es ist in jedem Geschoß zu überprüfen ob die Horizontallasten die Schubwiderstandskräfte überschreiten.



[A] — 1. Betonabschnitt, [B] — 2. Betonabschnitt, [C] — Verankerung der Bewehrung

Abbildung 5.13: Verzahnte Fugenausbildung nach Eurocode 2 [32]

5.3.4 vertikale Schubverbindungen

Die zu übertragende Schubkraft folgt aus der Berechnung der Tragwände. Mit einem geeigneten Rechenmodell können die Schubkräfte aus den Ergebnisdaten abgelesen werden. Hier stellt sich die große Herausforderung an räumliche Modelle der FE-Programme. Die Plausibilität von FE-Berechnungen muss durchjedenfalls durch ingenieurmäßige Betrachtungen überprüft werden.

An Stellen des Tragwerks mit großen Schubkräften zwischen den Bauteilen, die für die Aussteifung maßgeblich sind, ist der Verbund jedenfalls sicherzustellen. Dies ist beim Anschluss der Fertigteile an *Fugensäulen* erforderlich.

Die Schubverbindung mit an der Tragwand anschließenden Bauteilen wird ebenfalls mit Formel (5.15) bemessen. Bei vertikalen Fugen entfällt der Widerstand aus Reibung aufgrund fehlender Normalspannungen. Daher muss - bei Nichtberücksichtigung der Betonzugspannungen - die Kraftübertragung ausschließlich durch die Bewehrung erfolgen.

Die einwirkende Schubspannung kann aus der Querkraft V_{Ed} im betrachteten Geschoß mithilfe

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot I_y}{b_W \cdot S_y} \quad (5.16)$$

ermittelt werden. Hierin bezeichnen I_y das Flächenträgheitsmoment der Fugenfläche und S_y das statische Moment der Fugenfläche.

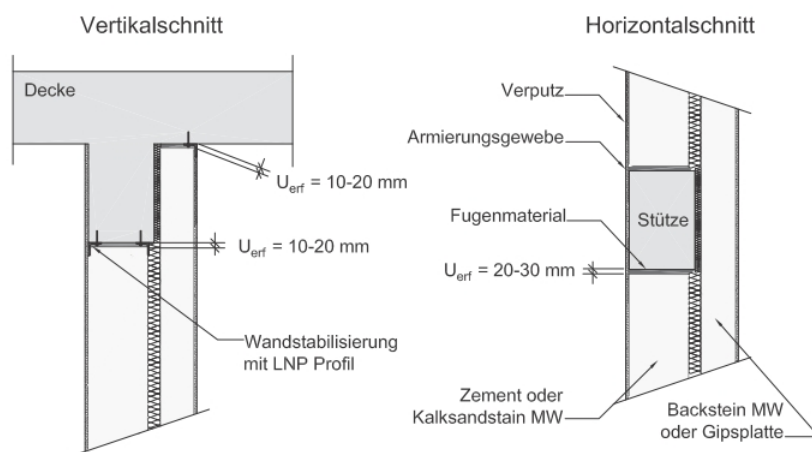
5.3.5 Verbindung zu nichttragenden Bauteilen

Die Verbindung zu nichttragenden Bauteilen muss derart ausgelegt werden, dass diese Verformungen möglichst ohne Schaden überstehen. Schäden an sekundären Tragelementen führen zwar nicht zum Einsturz des Gebäudes, können allerdings erhebliche, kostenintensive Instandsetzungsmaßnahmen mit sich ziehen.

(siehe Abbildung 5.14) zeigt Beispiele für die erdbebengerechte Ausbildung nichttragender Bauteile.

Der erdbebensichere Entwurf nichttragender Elemente wird in [3] behandelt.

- Trennwände zwischen zwei Wohnungen (aus [SIA02])



- Dünne Zwischenwände aus Mauerwerk oder Gipsplatten

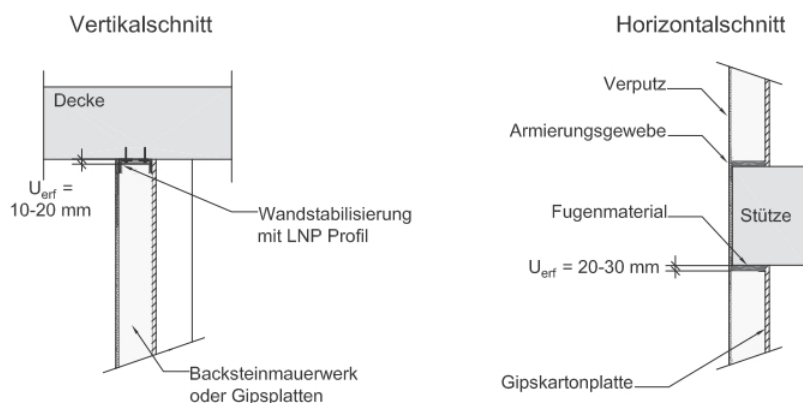


Abbildung 5.14: Konstruktive Anschlüsse nichttragender Bauteile [3]

5.4 Beispiel: Auslegung einer Tragwand nach der Kapazitätsbemessung

Die Kapazitätsbemessung einer Tragwand wird anhand der Wandscheibe X3 des Gebäudes erläutert (Beschreibung siehe Seite 93).

Die Gesamterdbebenlast auf die betrachtete Wand beträgt - gemäß horizontaler Aufteilung in Abbildung 4.15 auf Seite 100 - ca. 805 kN. Aufteilung der vertikalen Lasten erfolgt analog zur Wandscheibe X2, siehe Abbildung 4.16 auf Seite 102.

FE-Berechnung

Bei der Berechnung einer Wandscheibe mit Öffnungen ist die Anwendung der FE-Methode von großem Vorteil. Mit der FE-Berechnung liegen die Schnittgrößen und Spannungsverläufe in alle Knoten vor.

Die Modellierung erfolgt mit linear-elastischen und homogenen Werkstoffparametern. Plastisches Verhalten kann durch die Herabsetzung der Steifigkeit (z.B. auf 50%) modelliert werden werden.

Auf den Seiten 134 und 135 wird das Protokoll der FE-Berechnung der Tragwand X3 angeführt. Für die Berechnung wurde die FE-Software der Fa. mb AEC MicroFe 2011 (Version 2011.060) angewendet [30].

Plastisches Gelenk

Als maßgebende Bemessungsstelle liegt das plastische Gelenk am Wandfuss vor. Die Höhe des plastischen Gelenks ergibt sich aus

$$h_{cr} = \max\{l_w, h_w/6\} = \max\{6 \text{ m}, 20, 5/6\} = \max\{6 \text{ m}, 3, 4 \text{ m}\} = 6 \text{ m} \quad (5.17)$$

Die erforderliche Höhe reicht vom Wandfuss bis zur Decke über dem 1. Obergeschoß. Das plastische Gelenk wird daher in den ersten zwei Geschoßen ausgebildet.

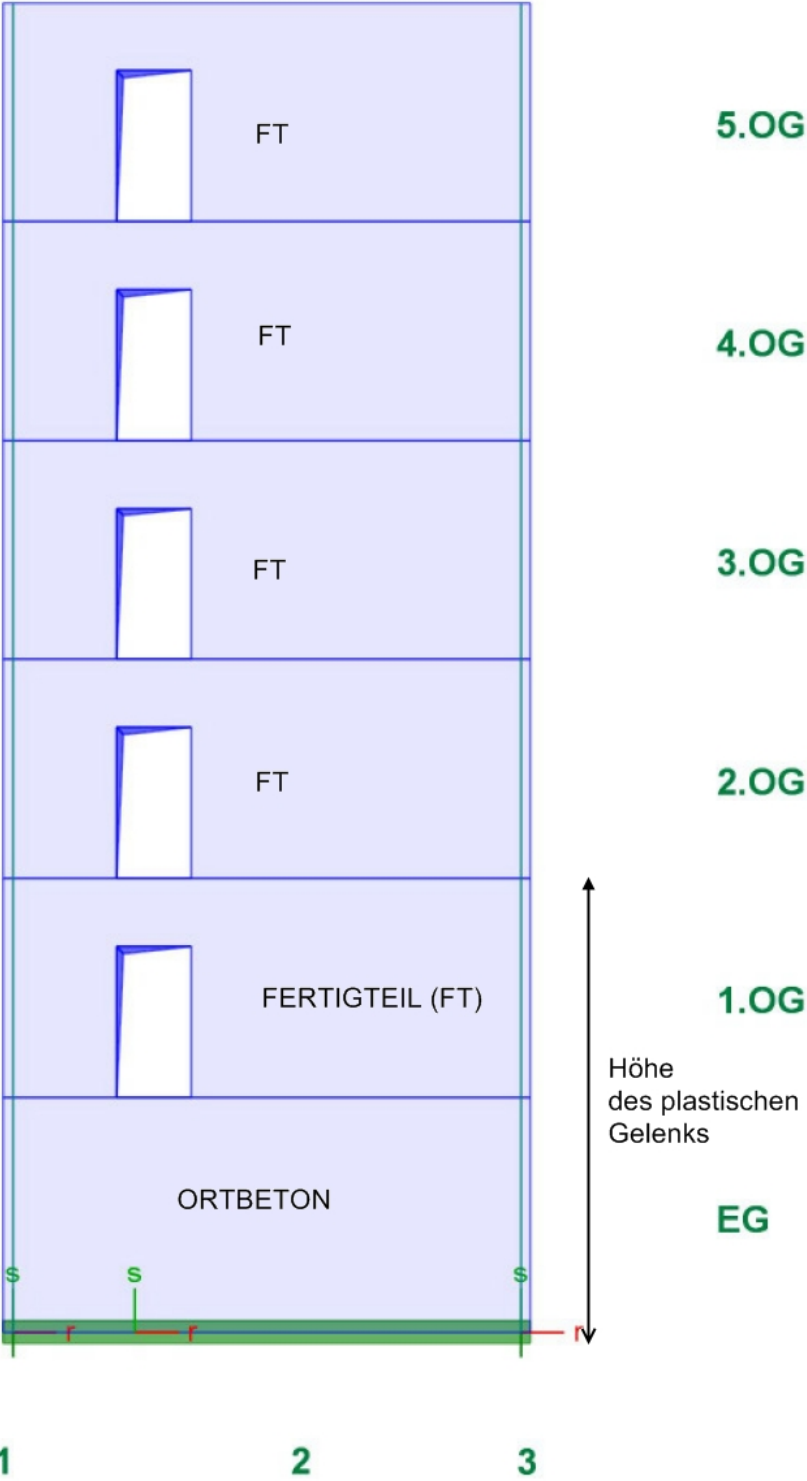


Abbildung 5.15: Tragwand X3

Verankerung der Tragwand

Die Verankerung der Wand erfolgt anhand der Ergebnisse der Auflagerreaktionen. Die erforderliche Bewehrung beträgt

$$A_{s,erf} = \frac{A_Z}{f_{yd}} = \frac{1183}{55 \text{ kN/cm}^2} = 21,5 \text{ cm}^2. \quad (5.18)$$

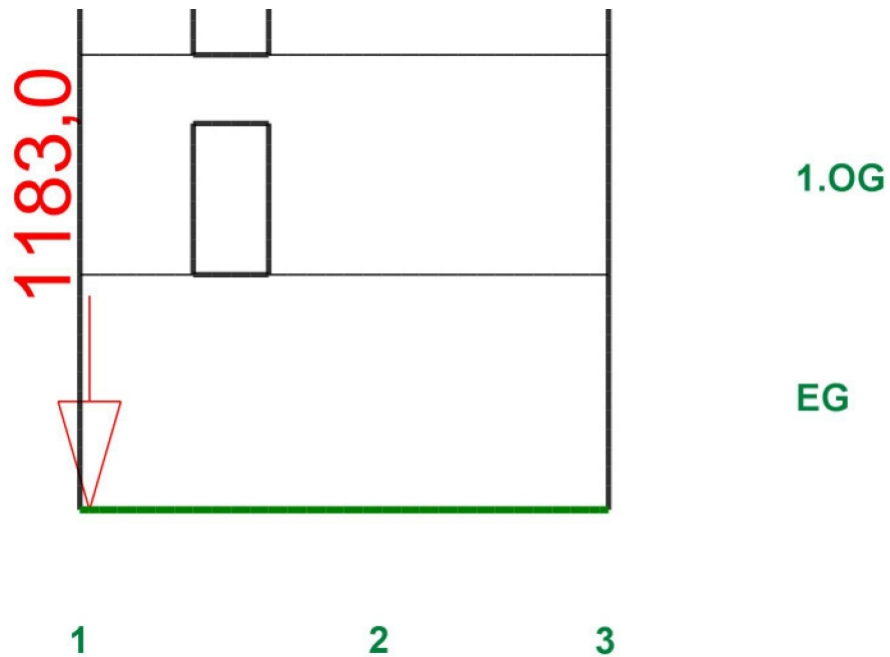


Abbildung 5.16: Auflagerreaktion auf der Zugseite

Spannungsverlauf der Tragwand im plastischen Gelenk

Die Tragwand wird im Erdgeschoß in Ortbetonbauweise ausgeführt. Die Konzentration der Lasten in der unteren Wanddecke zeigt die erforderliche Verankerung.

Die Fertigteilwand im 1. Obergeschoß wird mit einer Türöffnung ausgebildet. Im Anschluss der Tragwand an das Fertigteil müssen daher Zugverbindungen an vier Stellen ausgebildet werden. Die vierte Stelle ergibt sich aus der Belastung der Tragwand in die entgegengesetzte Richtung.

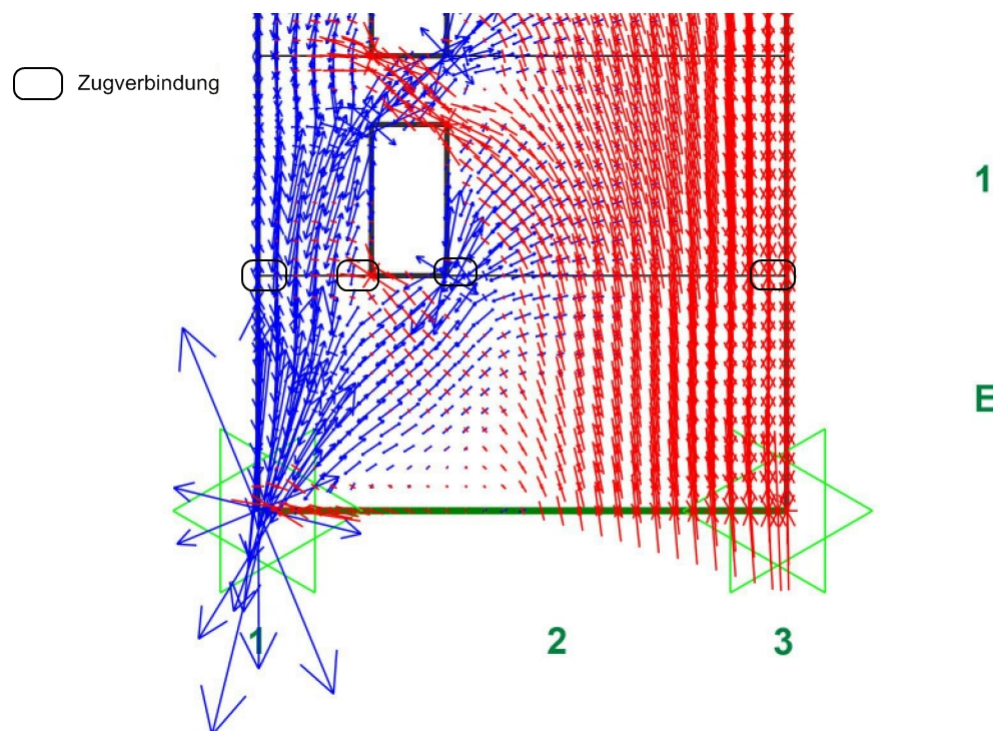


Abbildung 5.17: Spannungsverlauf im plastischen Gelenk

Bewehrung der Tragwand im plastischen Gelenk

Die Bewehrungsermittlung erfolgt mit dem Bemessungsmodul der verwendeten FE-Software.

In Abbildung 5.18 ist die erforderliche horizontale Bewehrung dargestellt in Abbildung 5.19 die vertikale Bewehrung.

Anhand der angezeigten Werte kann die Dimensionierung der Zugeisen erfolgen. Die Regeln der Kapazitätsbemessung erfordern, dass im Bereich des plastischen Gelenks, die Momenten- und Querkraftdeckungslinien beachtet werden.

Die Spannungsspitzen auf den Rändern der Wandöffnung führen zu erhöhten Bewehrungsgraden.

Die Ausbildung der Stürze erfordert sorgfältige Überlegungen bei der Wahl der Durchmesser, da in den 15 cm breiten Fertigteilen nur begrenzter Platz vorhanden ist. Die Verbügelung erfolgt durch Auswertung der vertikalen Bewehrungswerte (siehe Abbildung 5.19).

Ergebnisse der Kapazitätsbemessung

Tragwände nach der Kapazitätsbemessung werden nach den Regeln des Eurocode 2 bewehrt. Bei der Dimensionierung mit der Kapazitätsbemessung, höhere Bewehrungsgrade erreicht. Um die Wirtschaftlichkeit der Bemessung zu verbessern sollte die Bewehrung für jedes Geschöß ermittelt werden. Die Zugbewehrung an den Wandrändern und die Schubbewehrung zwischen Wänden und Decken können abgestuft werden.

Eine qualitative Darstellung der Ergebnisse für die Tragwand X3 zeigt Abbildung 5.20 auf Seite 133 .

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

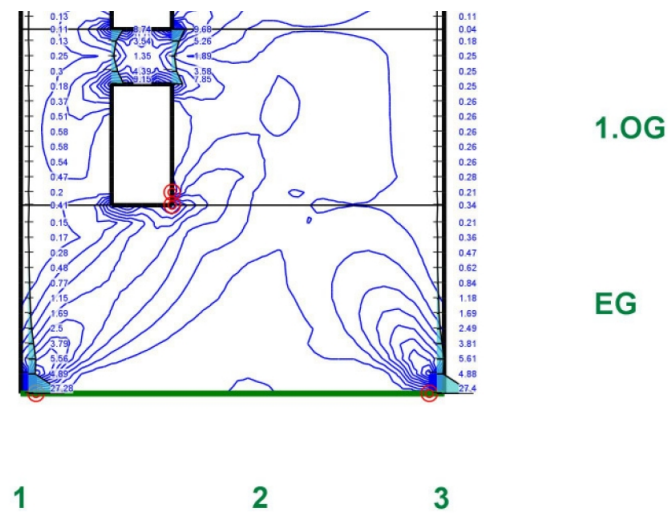


Abbildung 5.18: Horizontal erforderliche Bewehrung der Tragwand im plastischen Gelenk

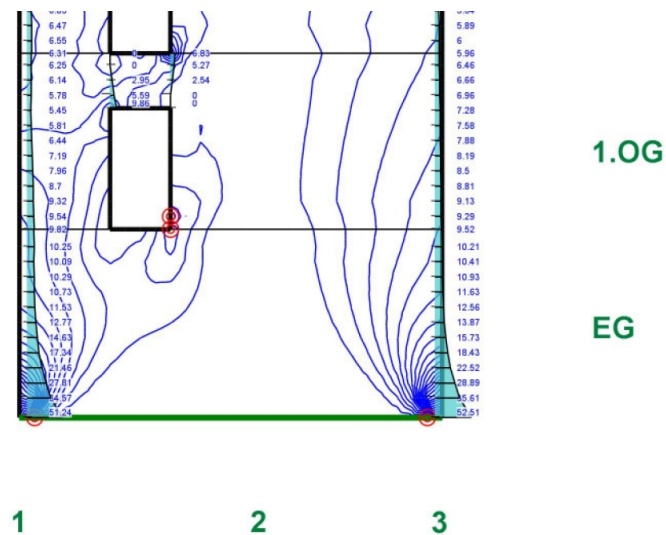


Abbildung 5.19: Vertikal erforderliche Bewehrung der Tragwand im plastischen Gelenk

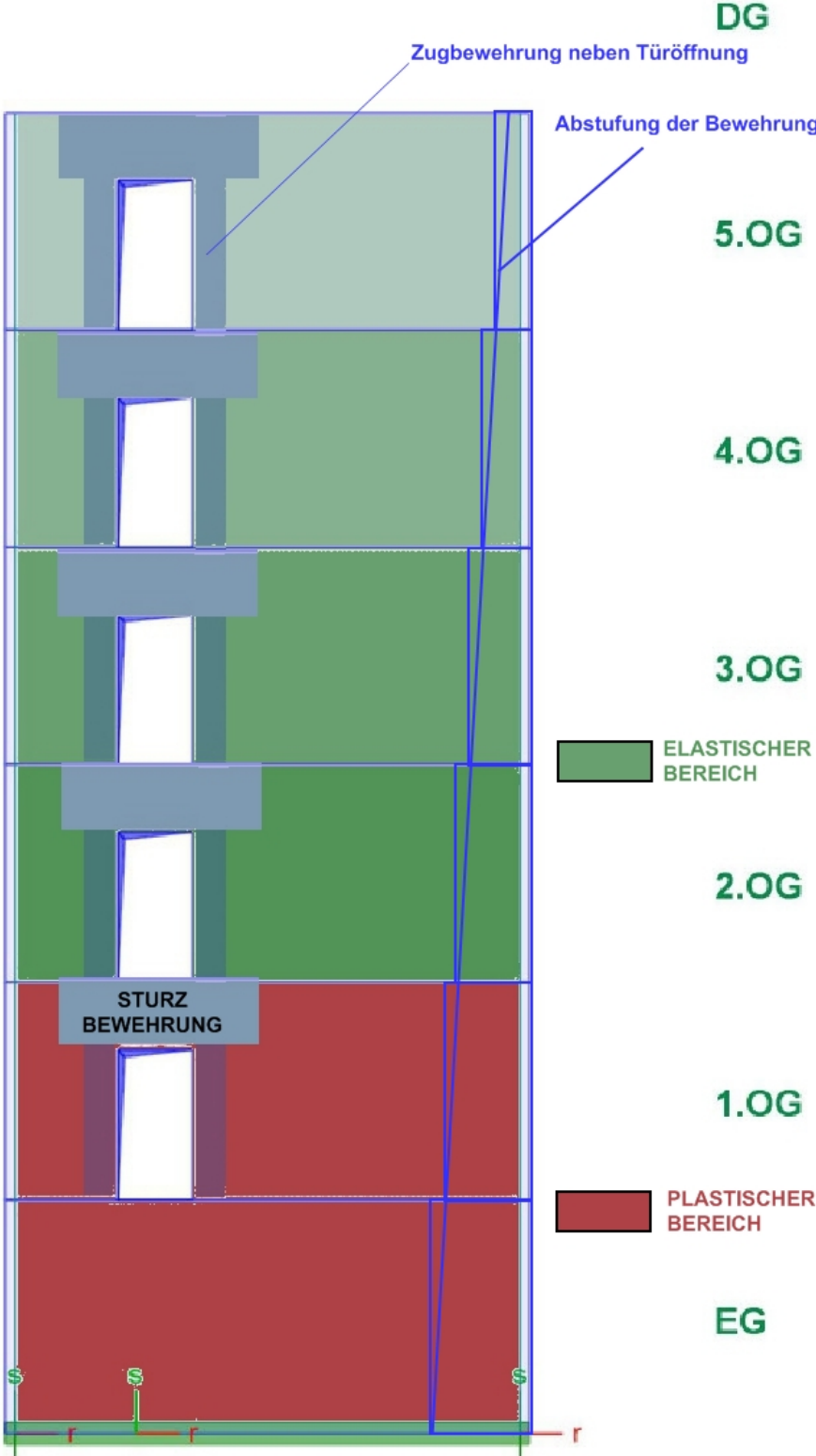


Abbildung 5.20: Ergebnisse der Kapazitätsbemessung der Tragwand X3

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

Proj.Beiz		Seite	1
Bez.	DA-Bsp Wand X3	FE-Mod.	DABSP_X3
Datum	03.11.11	Projekt	DA2011
	MicroFe 2011.060		

PROTOKOLL DER STATISCHEN ANALYSE (MicroFe-12092008/12092008)

```
--Systemwerte Gesamt
Elemente Knoten Gleichungen Steifigkeiten Speicherplatz
-----
1890      2014      6042      403669      3153 Kbyte
```

STATISCHE BERECHNUNG:

```
Zug-/ Druckausschaltung für Lagerungen
Erweiterte Optionen für die Berechnung Einstellung
-----
Knotenoptimierung ja
vor der Berechnung Festplattenkapazität prüfen ja
Abbruch bei beweglichen Systemen ja
Abbruch, wenn mindestens für eine Lastkombination
die Berechnung unmöglich ist ja
Konsistente Lasten ja
```

```
Lastfälle : 3
Kombinationen : 3
```

--nichtlineare Lastkombinationsmatrix

```
Lastfälle Kombinationen
-----
1 2 3
LF-1 1.00 1.00 1.00
LF-2 1.00 0.30 0.30
LF-3 0.00 1.15 -1.15
```

--Speicherplatzbedarf

```
Arbeitsspeicher benötigt vorhanden
-----
Kleiner Gleichungslöser 4092 Kbyte ja
```

```
Festplatte benötigt vorhanden Laufwerk:\Pfad
-----
Ergebnisse 1471 Kbyte 31 Gbyte "D:\UDaten\mb\Eig..."
```

--Aufbereitung der Struktur : 0 sec

--Lösung der statischen Aufgabe

Berechnungszeit 1 sec

--Nichtlineare Iterationen, Lastkombination 1

```
Iteration Berechnungszeit Genauigkeits- aktuelle
          sec             schranke      Schranke
-----
1          0
2          1
```

--Nichtlineare Iterationen, Lastkombination 2

```
Iteration Berechnungszeit Genauigkeits- aktuelle
          sec             schranke      Schranke
-----
1          0
2          0
3          1
4          0
```

mb AEC Software GmbH Europaallee 14 67657 Kaiserslautern

Abbildung 5.21: FE-Berechnungsprotokoll der Tragwand X3 (1/2)

Kapitel 5 Bemessung von Tragwänden aus Betonfertigteilen

Proj.Bez		Seite	2
Bez.	DA-Bsp Wand X3	FE-Mod.	DABSP_X3
Datum	03.11.11	Projekt	DA2011
	MicroFe 2011.060		

```
--Nichtlineare Iterationen, Lastkombination 3
Iteration  Berechnungszeit          Genauigkeits-      aktuelle
            sec                    schranke          Schranke
-----
1           1
2           0
3           1
4           0
```

```
--Gesamtlast / Gesamtauflagerkraft
Lkn      Px / Ax          Py / Ay          Pz / Az
         [kN]          [kN]          [kN]
-----
1         0.00 / 0.00      -2341.98 / 2341.98      0.00 / 0.00
2         805.00 / -805.00  -1842.17 / 1842.17      0.00 / 0.00
3        -805.00 / 805.00   -1842.17 / 1842.18      0.00 / 0.00
```

--Aufbau der Ergebnisse : 0 sec

--Ende der statischen Analyse
Berechnungszeit : 5 sec

*** Berechnung erfolgreich abgeschlossen ***

mb AEC Software GmbH	Europaallee 14	67657 Kaiserslautern
----------------------	----------------	----------------------

Abbildung 5.22: FE-Berechnung der Tragwand X3 (2/2)

Kapitel 6

Schlussfolgerungen und Ausblick

Beim Entwurf von Geschosswohnbauten aus Betonfertigteilen sind die Anforderungen an die Regelmäßigkeit der Tragsysteme von großer Bedeutung. Aufgrund der inhomogenen Bauweise, ist es erforderlich Tragwände auszubilden, die in allen Geschossen, ohne Versatz, durchgeführt werden.

Bereits in der Entwurfphase ist es notwendig, sich mit den Eigenschaften der Fertigteiltechnologie auseinanderzusetzen. Die Einschränkungen dieser Bauweise betreffen vor allem Unregelmäßigkeiten und Schwächungen (z.B. durch Öffnungen) in der Tragstruktur.

Die Tragfähigkeit und das dynamische Verhalten der Verbindungen müssen besonders berücksichtigt werden. Die Bauteilfugen stellen Inhomogenitäten dar und bilden daher Schwachstellen im Aussteifungssystem. Die Kraftübertragung über die angewendeten Verbindungsmittel muss für die dynamische Belastung im Erdbebenfall ausgelegt werden. Monolithische Verbindungen können im Fertigteilbau nur durch Ortbetonergänzungen durchgeführt werden.

Die Regelmäßigkeit des Gebäudes bestimmt weiters die anzuwendende Rechenmethode und die Komplexität des Rechenmodells. Vereinfachte Verfahren, wie das Ersatzkraftverfahren, und ebene Modelle sind nur für simple Tragstrukturen zulässig. Für die Vordimensionierung liefern diese Verfahren jedoch gute Anhaltswerte, insbesondere zur Plausibilisierung der Ergebnisse von räumlichen Berechnungen.

Die statische Push-Over-Analyse wird zwar im Eurocode definiert, findet in Europa, verglichen zu den USA, wenig Anwendung. Mit dieser Methode können Tragwände mit nichtlinearen Materialmodellen und nichtlinearem Verhalten von Verbindungen untersucht werden.

Bei der Dimensionierung der Bauteile sollte die Erdbebensicherung, als Erweiterung konventioneller Bemessungsmethoden, durch konstruktive Maßnahmen berücksichtigt werden. Eine Hauptaufgabe der Bemessung sind die Nachweise der Tragwände und

Kapitel 6 Schlussfolgerungen und Ausblick

der Verbindungsmittel. Tragwände mit sollten mit der Kapazitätsbemessung auf die Erdbebeneinwirkungen ausgelegt werden um das Tragverhalten sicherzustellen.

Die Forschungsprojekte *SAFECAST* und *PRECAST* am *European Laboratory for Structural Assessment* (ELSA) sind richtungsweisend für die zukünftigen Entwicklungen bei der seismischen Auslegung von Fertigteilbauten.

Für Geschoßwohnbauten in Großtafelbauweise sind in Zukunft Kriterien für den Entwurf und Methoden für die Berechnung zu verbessern. Durch geeignete Laborversuche und begleitende numerische Berechnungen können Verfahren entwickelt werden, die das dynamische Verhalten solcher Strukturen erfassen. Dabei können auch die Verbindungen der Fertigteile untersucht werden. Eine wesentliche Verbesserung würde die Entwicklung geeigneter Verbindungen für große vertikale Zugkraftübertragung zwischen den Geschoßen darstellen.

Tabellenverzeichnis

3.1	Kombination der Einwirkungen G_k , $Q_{k,i}$, A_{Edx} und A_{Edy}	55
4.1	Verhaltensbeiwerte in Abhängigkeit der Duktilitätsklassen	66
4.2	Horizontallasten nach dem Vereinfachten Antwortspektrenverfahren	81
4.3	horizontale (steifigkeitsproportionale) Aufteilung der Erdbebenlasten auf die Tragelemente	82
4.4	Typen von Tragwänden	95
4.5	Eigenformen und Eigenfrequenzen	97
5.1	Teilsicherheitsbeiwerte (γ_M) für Beton und Stahl	108

Abbildungsverzeichnis

1.1	Plattenbau in Jena [16]	3
1.2	Moderner Geschoßwohnbau in Fertigteilbauweise [40]	3
1.3	Erscheinungsformen von Geschoßwohnbauten [13])	4
1.4	Verschiedene Formen der Erschließung, aus [13]	5
1.5	Bauformen im Massivbau ; a) Längswandbauweise, b) Schottenbauweise, c) Zellenbauweise, d) Skelettbau [4]	6
1.6	Geschoßwohnbauten in Großtafelbauweise [42]	8
1.7	Tragwirkungen in den Wänden und der Decke [35]	10
1.8	Zusammenwirken Wand-Decke: a) Horizontallasten, b) Vertikallasten	10
1.9	Anordnung von Fugen [35]	12
1.10	Produktion, Transport und Montage von Betonfertigteilen [43]	13
1.11	Verbindungen von Innenwänden [38]	20
1.12	Verbindungen von Aussenwänden [38]	20
1.13	Zugverbindungen in der Großtafelbauweise	22
1.14	Zugverbindung mit Wandschuh System Pfeifer [6]	22
1.15	Übergreifungsstoss von Bewehrungsstäben [39]	24
1.16	Muffenverbindungen der Fa. GEWI [7]	24
1.17	Transport von Betonfertigteilen [35]	26
2.1	Prinzipien zur Bestimmung des Verhaltensbeiwerts [3]	30
2.2	Wandsysteme für die Gebäudeaussteifung [22]	33
2.3	Beispiele für die Regelmäßigkeit im Grundriss aus [44]	35
2.4	Beispiele für die Regelmäßigkeit im Aufriss [44]	38
2.5	Abmessungen von Wandöffnungen [44]	39
3.1	Erdbebenchronik für Starkbeben in Österreich [17]	41
3.2	Erdbebenzonen in Österreich [17]	43
3.3	Darstellung der Erdbebenwellen [23]	44
3.4	Ermittlung linearer Antwortspektren unterschiedlich duktiler Bauwerke [3]	46
3.5	Antwortspektrum nach Eurocode 8 (Typ1) [33]	47
3.6	Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 nach Eurocode 8 [33]	48
3.7	Horizontales Bemessungsbeschleunigungsspektrum $S_d(T)$ nach Eurocode 8 [33]	49

Abbildungsverzeichnis

3.8	Einteilung der Baugrundklassen nach Eurocode 8 [33]	51
3.9	Bedeutungskategorien für Hochbauten [33]	53
3.10	Schadensfolgeklassen aus EN 1990:2002 Anhang B, Tabelle B.1	53
4.1	Linearer Einmassenschwinger unter Fusspunktbeschleunigung [3]	58
4.2	Ansätze für die Dämpfung von Mehrmassenschwingern [8]	60
4.3	Dreimassenschwinger: a) System im ursprünglichen und ausgelenkten Zustand nach Fusspunkterregung, b) Festhaltekräfte für Auslenkungen in den Freiheitsgraden, c) b) Eigenformen [23]	63
4.4	Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und -auslegung aus [33]	65
4.5	Prinzipien zur Definition des Verhatensbeiwerts q [3]	66
4.6	Bilineare Spannungs-Dehnungslinie aus [32]	67
4.7	Zyklisches Verhalten von Tragwänden aus Stahlbeton (Spannungs-Hysterese) [3]	68
4.8	Bemessungswerte der Festigkeitsklassen (N/mm^2) [18]	69
4.9	Räumliches Modell zur Bestimmung der Eigenfrequenzen und Eigenformen [30]	72
4.10	Torsionsmodelle am eingespannten Kragarm nach [34]	80
4.11	Perspektive des Gebäudes	93
4.12	Bezeichnung der Tragwände im Regelgeschoß und Fugenstöße	96
4.13	Eigenformen und Eigenfrequenzen (Berechnung mit <i>Ruck Zuck 5.0</i>) [46]	98
4.14	vertikale Aufteilung der Erdbebenlasten	99
4.15	Horizontale Aufteilung der Lasten auf die Tragwände	100
4.16	Prozentualer Verlauf der Erdbebenlasten über die Gebäudehöhe	102
4.17	Verlauf der Normalkräfte und Auflagerreaktionen	103
4.18	Querschnittswerte der Tragwände	104
5.1	Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Eurocode 8 [5]	106
5.2	Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept [5]	107
5.3	Versagensmechanismen schlanker Tragwände [3]	113
5.4	Bemessungseinhüllende für Biegemomente schlanker Wände [33]	114
5.5	Bemessungseinhüllende für Querkräfte schlanker Wände [33]	114
5.6	Mindestdicke umschnürter Randelemente [33]	116
5.7	Umschnuertes Randelement nach [33]	116
5.8	Ring-, Zug- und Vergussfugengewehrung nach ÖNORM B 1998-1 [34]	118
5.9	Einteilung der Verbindungen von Fertigteilwänden [33]	120
5.10	Zugbänder in Ortbetonergänzungen [41]	121
5.11	Abminderungsfaktoren zur Berechnung der Verankerungslänge [49]	122
5.12	Tragwandelement mit Schubtaschen für den Anschluss eine Ortbetonergängung [41]	123
5.13	Verzahnte Fugenausbildung nach Eurocode 2 [32]	125

Abbildungsverzeichnis

5.14	Konstruktive Anschlüsse nichttragender Bauteile [3]	126
5.15	Tragwand X3	128
5.16	Auflagerreaktion auf der Zugseite	129
5.17	Spannungsverlauf im plastischen Gelenk	130
5.18	Horizontal erforderliche Bewehrung der Tragwand im plastischen Gelenk	132
5.19	Vertikal erforderliche Bewehrung der Tragwand im plastischen Gelenk	132
5.20	Ergebnisse der Kapazitätsbemessung der Tragwand X3	133
5.21	FE-Berechnungsprotokoll der Tragwand X3 (1/2)	134
5.22	FE-Berechnung der Tragwand X3 (2/2)	135

Literaturverzeichnis

- [1] *Bautechnik - Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau*. Ernst & Sohn.
- [2] Bolt Bruce A. *Earthquakes*. W.H. Freeman and Company, 1999.
- [3] Dazio Alessandro. *Erdbebensicherung von Bauwerken 1*. ETH Zürich, <http://www.ibk.ethz.ch/emeritus/da/education/EB/Downloads>, 2002. Vorlesungsunterlagen.
- [4] Pech Anton and Kolbitsch Andreas. *Lehrbuchreihe Baukonstruktionen*. Herausgeber, 2007.
- [5] M. et al. Augustin. *Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept*. Publikation der Vinzenz Harrer GmbH auf Wissen Wiki, <http://www.wissenwiki.de>, 6.11.2011.
- [6] DYWIDAG Bewehrungstechnik. *Pfeifer Wandschuh*. Pfeifer Verbindungstechnik, <http://www.pfeifer.de/>, 2005. Allgemeine Produktbeschreibung.
- [7] DYWIDAG Bewehrungstechnik. *GEWI Schraubmuffenverbindungen*. DSI Dywidag Systems International, 2010. Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung.
- [8] Bucher Christian and Zabel Volkmar. *Betonkallender 2008-2*. Ernst & Sohn, 2008. Teil 2: Erdbebensicheres Bauen: Dynamische Modellbildung und Analyse von Tragwerken.
- [9] D. P. Clough. *Report No. 5: Design of Connections for Precast Prestressed Concrete Buildings for the effects of Earthquakes*. PCI - Prestressed Concrete Institute, 1986. National Science Foundation (Chicago, Illinois).
- [10] Applied Technology Council. *ATC-8: Design of prefabricated concrete buildings for Earthquake loads*. National Science Foundation (Berkley, California), 1996.
- [11] Applied Technology Council. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California Seismic Safety Commission, 1996.
- [12] Applied Technology Council. *FEMA 273 - NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 1997.
- [13] Neufert Ernst. *Bauentwurfslehre*. Vieweg, 2005.

Literaturverzeichnis

- [14] Schlüter Franz Hermann et. al. *Betonkallender 2008-2*. Ernst & Sohn, 2008. Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken unter Erdbebenbeanspruchung.
- [15] European Laboratory for Structural Assessment. *SAFECAST Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures under Seismic Conditions*. European Commission Joint Research Center, <http://elsa.jrc.ec.europa.eu/home.php>, 6-11-2011. Institute for the Protection and Security of the Citizen.
- [16] Unbekannt Fotografie. *Jena - Plattenbau, Stand 1990*. gefunden auf <http://www.panoramio.com/>, <http://www.panoramio.com/photo/10552330>, 6.11.2011.
- [17] Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG). *ZAMG Erdbeben*. Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung (BMWF), <http://www.zamg.ac.at/erdbeben>, 6-11-2011.
- [18] Fritsche Gerd and Blasy Rolf. *Bewehrungsatlas nach Eurocode*. Fritsche-Blasy, 2009.
- [19] Lappas Gertraud and Lappa Eleni. *Betonkallender 2008-2*. Ernst & Sohn, 2008. Teil 2: Erdbebensicheres Bauen: Konstruktion und Bemessung von Stahlbeton-Hochbauten.
- [20] DI Kraus & Co GmbH. *Eurocode 8 - Vortrag*. Birkhäuser, 2011. Der Vortrag entstand in Zusammenarbeit von Ziv. Ing. Büro DI Eduard Kraus und dem Softwarevertrieb DI Kraus & Co GmbH., Vortragender: Ing. Erich Kernbeis.
- [21] Natke Hans Günther. *Baudynamik*. Teubner, 1989.
- [22] Bachmann Hubert and Hahn Volker Steinle Alfred. *Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau*. Ernst & Sohn, 2010.
- [23] Bachmann Hugo. *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Birkhäuser, 2002.
- [24] Chopra Anil K. *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, 1995.
- [25] Schneider Klaus-Jürgen. *Bautabellen für Ingenieure*. Werner Verlag, 2006.
- [26] Bergmeister Konrad. *Beton- und Stahlbetonbau*. Ernst & Sohn, Oktober 2000.
- [27] Meskouris Konstantin and Butenweg Christoph. *Betonkallender 2008-2*. Ernst & Sohn, 2008. Erdbebensicher Auslegung von Hochbauten nach DIN 4149:2005.
- [28] Buchanan Mark. *Das Sandkorn das die Erde zum Beben bringt*. Campus Verlag, 2001.
- [29] Borgoff Martina. *BFT - Betonwerk- und Fertigteiltechnik*. bauverlag.de, <http://www.bft-online.info>.

Literaturverzeichnis

- [30] mb AEC Software. *Datenblatt MicroFe 2011 Erdbebensicherheit Antwortspektrenmethode*. mb AEC software, <http://www.mbaec.de/>, 2011.
- [31] Österreichisches Normungsinstitut. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Österreichisches Normungsinstitut, 01-02-2007. ÖNORM B 1998-2007-02-01 Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau.
- [32] Österreichisches Normungsinstitut. *Eurocode 2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Österreichisches Normungsinstitut, 01-11-2005. ÖNORM EN 1992-2005-11-01 Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [33] Österreichisches Normungsinstitut. *Eurocode 8 - Teil 1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*. Österreichisches Normungsinstitut, 15-06-2011. ÖNORM EN 1998-2011-06-15 Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten.
- [34] Österreichisches Normungsinstitut. *Eurocode 8 - Teil 1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Nationaler Anhang*. Österreichisches Normungsinstitut, 15-06-2011. ÖNORM B 1998-2011-06-15 Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten.
- [35] Bindseil Peter. *Stahlbetonfertigteile: Konstruktion - Berechnung - Ausführung*. Werner Verlag, 2007.
- [36] Flesch Rainer and Benko Vladimir. *Erdbebenlasten Eurocode 8 Praxisbeispiel - Hochbau aus Stahlbeton*. Austrian Standards plus, 2009.
- [37] Steiger Rene. *Erdbeben Seismologische Grundlagen*. EMPA Material Science and Technology, <http://www.empa.ch/>, 2011. EMPA ist eine Forschungsinstitution im ETH-Bereich.
- [38] Christof Riccabona and Karl Mezera. *Baukonstruktionslehre*. Manz, 2010. Band 5 - Sanierungen, Industriebau, Fassaden.
- [39] Baumgart Rudolf. *Massivbau*. Hochschule Darmstadt, <http://www.rudolfbaumgart.de/>, 2009. Vorlesungsunterlagen.
- [40] MZT Abteilung Statik. *Archiv des Projekts Nordbahnhof (NBHB)*. Mischek ZT Ges.m.b.H., 2009.
- [41] MZT Abteilung Statik. *Archiv des Projekts Donaufelderstrasse (DOND)*. Mischek ZT Ges.m.b.H., 2010.
- [42] MZT Abteilung Statik. *Archiv des Projekts Leopoldauerstrasse (LEOE)*. Mischek ZT Ges.m.b.H., 2010.

Literaturverzeichnis

- [43] MZT Abteilung Statik. *Werkbesichtigung der Fa. Mischek und Fotografie des LKWs entnommen aus <http://www.fahrzeugbilder.de/>*. Mischek ZT Ges.m.b.H., 2011.
- [44] Österreichisches Normungsinstitut. *ÖNORM B 4015 Belastungsannahmen im Bauwesen - Außergewöhnliche Einwirkungen*. ON Österreichisches Normungsinstitut, 2007-02-01. Erdbebeneinwirkungen - Grundlagen und Berechnungsverfahren.
- [45] Vogt Tobias. *Erarbeitung eines Leitfadens zur Anwendung der Fehlerzustandsart- und -auswirkungsanalyse (FMEA) für Tragwerke*. Forschungsinitiative Zukunft Bau, <http://www.tragwerk-fmea.de/>, 2009. Masterarbeit.
- [46] Mursoft Statik und Bemessungssoftware. *Stabwerksprogramm Ruck Zuck 5.0*. Mursoft Wörgötter, Kump OEG, <http://www.mursoft.at>, 06-11-2011.
- [47] Starossek Uwe. *Betonkallender 2008-2*. Ernst & Sohn, 2008. Teil 2: Erdbebensicheres Bauen: Progressiver Kollaps von Bauwerken.
- [48] Potucek Walter, Kidery Gerhard F., and Fritze Richard. *Stahlbetonbau - Teil 1: Grundlagen und Beispiele*. MANZ Verlag Schulbuch GmbH, 2008.
- [49] Potucek Walter, Kidery Gerhard F., and Fritze Richard. *Stahlbetonbau - Teil 2: Bemessungstabellen*. MANZ Verlag Schulbuch GmbH, 2008.
- [50] Hergert Werner. *Tragwerkslehre*. B.G. Teubner Stuttgart, 1993.