

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Kapazitätsbemessung von Scheibentragwerken unter Erdbebenbeanspruchung

**Parameterstudie zur Identifikation der wesentlichen Einflussgrößen auf die
Bemessungsergebnisse der nichtlinearen statischen Untersuchung
(Kapazitätsbemessung) unter seismischer Beanspruchung für Tragwerke
mit aufgelösten Stahlbetonscheiben**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch
Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Höflinger

Institut für Hochbau und Technologie E206/4
Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

Von

René Oberhofer

0326779
Mariahilfer Straße 168/15
1150 Wien

Wien, am 05.10.2015

DANKSAGUNG

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die bei der Erstellung der Diplomarbeit maßgeblich beigetragen haben.

Mein Dank gilt Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch, der mir ermöglicht hat die Diplomarbeit auf dem Institut für Hochbau und Technologie zu verfassen.

Besonders bedanken möchte ich mich bei meinem Betreuer Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Höflinger für die stets konstruktive Kritik und die fortwährende Hilfe beim Verfassen dieser Arbeit.

Abschließend gilt mein Dank meiner Familie und meinen Freunden, deren Unterstützung während meines Studiums von unschätzbarem Wert war.

KURZFASSUNG

Durch die Einführung einer vereinheitlichten europäischen Normung, im Speziellen der EN 1998-1:2005 und deren Ratifizierung in den Mitgliedsstaaten (Österreich: 01.07.2009), wurden die normativen Grundlagen geschaffen, um Tragwerke mittels statisch nichtlinearer Verfahren (z.B. Pushover-Untersuchung) zu bemessen.

Im Gegensatz zu konventionellen kraftbasierten Bemessungsverfahren, wie etwa dem Antwortspektrenverfahren, bei denen die nichtlineare Antwort des Systems nur näherungsweise über den Verhaltensbeiwert bei der Bestimmung der Kräfte berücksichtigt werden kann, ist es bei einer nichtlinearen Untersuchung möglich, das Verformungsverhalten implizit zu berücksichtigen.

Obwohl die nichtlineare Untersuchung im amerikanischen Raum schon seit einiger Zeit angewandt wird, ist die Anwendung dieser Methoden in Europa relativ neu und damit a priori wegen der fehlenden Erfahrungswerte mit Risiken verbunden. In der vorliegenden Diplomarbeit wurde versucht, mittels einer Parameterstudie an Tragwerken mit aufgelösten Wandscheiben unter Verwendung der N2- Methode (Kapazitätsbemessung unter Verwendung einer bilinearen Idealisierung der Pushover Kurve) und in Österreich bzw. Europa üblichen Materialien die wesentlichen Einflussfaktoren der nichtlinearen Untersuchung zu identifizieren.

Im ersten Teil der Arbeit wird auf die theoretischen Grundlagen sowohl seismologischer bzw. ingenieurseismologischer Natur, als auch auf den Stand der Technik bei der Berechnung und Bemessung von Tragwerken unter seismischer Belastung eingegangen.

Anschließend werden die grundlegenden Annahmen, wie beispielsweise die Geometrie, die Materialien oder die Baugrundparameter für die Parameterstudie an geometrisch einfachen Grundrissen vorgestellt.

Darauffolgend sollen anhand einer Parameterstudie an zwei Gebäuden mit unterschiedlichen Grundrissen die wesentlichen Einflussgrößen, wie etwa der Aussteifungsgrad über die Wandlänge, der Bewehrungsgehalt, die Betongüte und die Exzentrizität variiert werden. Somit kann der Einfluss auf die Last-Verformungskurve und

auch auf die Bemessungsergebnisse quantifiziert werden. Im letzten Kapitel werden die erhaltenen Ergebnisse beurteilt und die maßgeblichen Einflussfaktoren identifiziert.

ABSTRACT

With the introduction of the harmonized European Standards, especially the EN 1998-1:2004 and its ratification in the member states (Austria: 01.07.2009), the possibility for non linear static analysis ("Pushover Analysis") of structures was introduced.

Although this procedure has been widely approved and utilized in the United States, the design of structures by a non linear analysis is a relatively recent development in Europe and therefore associated with risks, due the lack of experience in this field.

This paper deals with the main influence factors on the non linear procedure using the N2-Method, introduced in EN 1998-1 Annex B, analysing buildings with geometrically simple floor plans stiffened by ductile walls. For this reason the main influence factors, as for example, the geometry of the ductile concrete walls, materials, reinforcement patterns or amount of bracing, were analysed to study the change on the load-displacement relation.

In the first part of the thesis, the seismological respectively the engineering-seismological background is discussed. Also the current design methods for structures under seismic forces are presented.

Subsequently, the basic assumptions for the parameter study such as the geometry, the materials or the soil parameters, are listed.

In the following part, the main influence parameters, for example the length of the bracing walls, reinforcement ratio, concrete quality or the eccentricity of the seismic forces are varied in a parameter study on two buildings of different floor plan. This is done in order to evaluate the impact on the load-displacement relation and subsequently on the results of the calculation. Finally, the changes in the results are discussed and the main influence factors are identified.

INHALTSVERZEICHNIS

1	ERDBEBEN - ENTSTEHUNG UND KLASSIFIZIERUNG	1
1.1	SEISMOLOGISCHE GRUNDLAGEN	1
1.2	AUFBAU DER ERDE UND PLATTENTEKTONIK	1
1.3	CHARAKTERISIERUNG DER ERDBEBENSTÄRKE	4
2	EINFLUSSFAKTOREN AUF DIE ERDBEBENBELASTUNG	6
2.1	STANDORTSPEZIFISCHE GEFÄHRDUNG	6
2.2	ÖRTLICHE GEOLOGISCHE GEGEBENHEITEN	7
2.3	TRAGSTRUKTUR UND MATERIAL	8
2.4	DÄMPFUNG	9
2.5	MASSE UND TRÄGHEIT	10
3	BERECHNUNGSVERFAHREN	11
3.1	ALLGEMEINES	11
3.2	ANTWORTSPEKTREN	11
3.3	ANTWORTSPEKTREN LT. EN 1998-1	13
3.4	HORIZONTAL ELASTISCHES ANTWORTSPEKTRUM	13
3.5	MODALES ANTWORTSPEKTRENVERFAHREN	16
3.5.1	<i>Allgemein</i>	16
3.5.2	<i>Modale Analyse</i>	16
3.5.3	<i>Auswertung der Antwortspektren für MMS</i>	18
3.6	KAPAZITÄTSMESSUNG	19
3.6.1	<i>Pushover-Berechnung</i>	19
3.6.2	<i>Kapazitätsbemessung</i>	21
3.6.3	<i>ATC-40 Vorgangsweise</i>	22
3.6.4	<i>N2-Methode</i>	23
3.6.5	<i>Bestimmung des „Performance-Points“</i>	24
4	VERGLEICHSRECHNUNGEN	25
4.1	KRAGTRÄGER	25
4.2	EINGESPANNTE STÜTZE MIT PLANMÄßIGER EXZENTRIZITÄT	26
4.3	BEWERTUNG DER ERGEBNISSE	27
5	PARAMETERSTUDIE - GRUNDLAGEN	28
5.1	BESCHREIBUNG DER STRUKTUR	28
5.2	GEBÄUDE A UND B – WESENTLICHE KENNGRÖßEN	28
5.3	GEBÄUDE A	29
5.4	GEBÄUDE B	31
5.5	VERWENDETE MATERIALIEN	33
5.5.1	<i>Beton</i>	33
5.5.2	<i>Bewehrungsstahl</i>	34
5.6	MATERIALMODELLE	34
6	ERGEBNISSE DER PARAMETERSTUDIE	37
6.1	ERGEBNISSE - EINFLUSS DER LASTVERTEILUNG	37
6.2	PUSHOVER-KURVEN DER UNTERSCHIEDLICHEN LASTVERTEILUNGEN	38
6.3	EINFLUSS DER GEOMETRIE	43
6.3.1	<i>Ergebnisse für Gebäude A</i>	43

Inhaltsverzeichnis

6.4	EINFLUSS DER MATERIALIEN	48
6.4.1	<i>Einfluss der Bewehrung</i>	48
6.4.2	<i>Änderung der Betongüte</i>	59
6.5	GRUNDRISS B	66
7	CONCLUSIO	72
8	LITERATURVERZEICHNIS	78
9	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	80
10	TABELLENVERZEICHNIS	81

1 ERDBEBEN - ENTSTEHUNG UND KLASSIFIZIERUNG

1.1 SEISMOLOGISCHE GRUNDLAGEN

Betrachtet man die Ursachen für die Entstehung eines Erdbebens, kann man diese in zwei wesentliche Gruppen unterteilen: (vgl. [1]; [14]; [23])

- Erdbeben mit natürlichen Ursachen: Aufgestaute Energie entlädt sich durch unterirdische Massenbewegungen ruckartig, wobei Energie in Wärme und Wellenbewegungen umgewandelt wird. (vgl. [1]; [14]; [23])
- Induzierte Erdbeben: Bodenerschütterungen, die durch anthropogene Einflüsse bzw. Eingriffe ausgelöst werden. Beispiele für den menschlichen Einfluss beim Entstehen von Erdbeben sind etwa Sprengungen, durch Aufstauvorgänge bei Talsperren verursachte schlagartige Massenbewegungen und der Einsturz unterirdischer Hohlräume infolge einer vorangegangenen Rohstoffentnahme. (vgl. [1]; [14]; [23])

Da induzierte Erdbeben auf Grund ihrer weit geringeren Energie und ihrem lokal begrenzten Auftreten nur in Ausnahmefällen eine Rolle spielen, wird nicht weiter auf deren Entstehung eingegangen. (nach. [1]; [14]; [23])

Erdbeben natürlichen Ursprungs werden des Weiteren als tektonische, vulkanische und Einsturzerdbeben (z.B.: Einsturz von Karsthöhlen) klassifiziert. Da die Erdbeben tektonischen Ursprungs sowohl in Amplitude, als auch in freigesetzter Energie bedeutend größer sind als Erdbeben anderen Ursprungs, wird nachfolgend auf diese näher eingegangen. (ebd.)

1.2 AUFBAU DER ERDE UND PLATTENTEKTONIK

Die Erde besteht aus mehreren nahezu konzentrischen Schalen, die sich aus unterschiedlichen Materialien bzw. Konglomeraten zusammensetzen. Die äußere Schale wird Lithosphäre genannt und besteht aus der außen liegenden Erdkruste und dem starren äußeren Teil des Erdmantels, welcher sich aus spezifisch schwerem Material zusammensetzt. Der untere Mantel in einer Tiefe von 660 km bis 2900 km besteht aus

Silikatgesteinen in einem festen Aggregatzustand und kann somit klar vom flüssigen äußeren Teil des Kerns (2900 km bis 5150 km) abgegrenzt werden. Der innere Kern hingegen setzt sich aus dem flüssigen äußeren Teil, bestehend aus einer Nickel-Eisen-Schmelze, und dem inneren festen Teil aus einer Eisen-Nickel-Legierung zusammen. (vgl. [1]; [23])

Durch die Analyse seismischer Wellen entdeckte der jugoslawische Wissenschaftler Andrija Mohorovicic 1909 die nach ihm benannte Schichtgrenze (kurz: Moho-Diskontinuität) zwischen dem äußeren Mantel und dem leichteren Gestein der Erdkruste. Die aus mehreren starren Platten bestehende Erdkruste schwimmt auf der Schicht zwischen Erdkruste und Mantel, da der Übergangsbereich eine besonders hohe Viskosität aufweist. Aufgrund der Fließfähigkeit können sich die Platten der Erdkruste auf dem Mantel bewegen. Angetrieben wird diese Bewegung durch das Bestreben des Erdmantels den Temperaturunterschied zwischen dem heißen Kern (ca. 4000 °C bis 5000 °C) und dem verhältnismäßig kalten Mantel auszugleichen. Infolge des Temperaturunterschiedes entstehen konvektive Strömungen im zähflüssigen Material des Mantels, die wiederum die Platten der Lithosphäre in Bewegung versetzen. (vgl. [1]; [23])

Die Bewegung der Lithosphäreplatten kann in verschiedene Arten untergliedert werden: (vgl. [2]; [3])

- Divergent: Die Platten bewegen sich voneinander fort und an der Bruchstelle dringt fließfähiges Material vom Mantel an die Erdoberfläche. Dieses Phänomen wird auch als „sea-floor-spreading“ bezeichnet. Beispiel hierfür ist der Mittelatlantische Rücken. (vgl. [2]; [3])
- Konvergent: Die Platten bewegen sich auf einander zu und es wird entweder eine Platte unter die andere gedrückt (Subduktion) oder, falls beide Platten in etwa gleich schwer sind, tritt wegen der Kompression Gebirgsbildung auf. Beispiel für letzteres ist das Himalaya Gebirge. (vgl. [2]; [3])
- Die Lithosphärenplatten gleiten aneinander vorbei und werden dabei unter Spannung gesetzt, wie eine gespannte Feder. Beispiel hierfür ist die San-Andreas-Verwerfung in Kalifornien. (vgl. [2]; [3])

Durch das aneinander Vorbeigleiten der Platten entsteht an den Plattenrändern Scherspannung infolge der Adhäsion und der Haftreibung, die bis zur Materialfestigkeit anwächst. Übersteigt die Belastung die Materialfestigkeit kommt es lokal zu einem Bruch, der sich fortsetzt und somit die potentielle Energie in kinetische Energie umwandelt, wodurch eine neue Gleichgewichtslage entsteht. Ein Teil der kinetischen Energie wird in Form von Wellen an die Erdoberfläche abgegeben und dort als Erschütterung, also als Erdbeben wahrgenommen. Diese Hypothese zur Erklärung von Erdbeben geht auf den amerikanischen Forscher Henry Fielding Reid zurück, der das für die Erdbebenforschung wichtige San-Francisco-Erdbeben von 1906 ausgewertet hat. (vgl. [2]; [3])

Der Ausgangspunkt des Scherbruches wird als Hypozentrum definiert, wohingegen der Punkt lotrecht auf der Oberfläche als Epizentrum bezeichnet wird. Beide Ausdrücke wurden von Maschinenbauingenieur Robert Mallet geprägt, der sich mit dem neapolitanischen Erdbeben von 1857 beschäftigte. Überdies untersuchte Mallet künstlich induzierte Erdbeben und stellte fest, dass Erdbebenwellen unterschiedliche Materialien mit verschiedenen Geschwindigkeiten durchlaufen. (nach [2]; [3])

Die Wellen eines Erdbebens können nach ihrem zeitlichen Auftreten in Primär- und Sekundärwellen eingeteilt werden. Ausgehend vom Hypozentrum, der ersten Bruchstelle im Gestein, breiten sich Primärwellen (kurz P-Wellen) mit einer Geschwindigkeit von 5,5 - 6,2 km/s aus. Kennzeichnend für diese Wellenart ist die abwechselnde Kompression und Dilatation des Gesteins senkrecht zur Wellenfront. Zeitlich versetzt zu den P-Wellen treten die S-Wellen auf, welche durch Scherbewegungen der Gesteinspartikel transversal zur Ausbreitungsrichtung charakterisiert werden. (vgl. [2]; [3])

Treffen P- bzw. S-Wellen auf die Erdoberfläche oder auf eine Schichtgrenze zwischen Materialien unterschiedlicher Eigenschaften, entstehen unter spezifischen Umständen neue Wellenarten, nämlich die Rayleigh- oder Love-Wellen. Die einfachste Art der Oberflächenwellen ist die von A. E. H. Love entdeckte Welle. Die sogenannte Love-Welle weist eine horizontale Scherbewegung auf, jedoch keine vertikale, was den wesentlichen Unterschied zur S-Welle darstellt. Seismische Wellen dieser Art können auf Grund ihrer teilweise großen Amplituden zu beträchtlichen Schäden an Tragwerken führen. (vgl. [2]; [3])

Die zweite Art von Oberflächenwellen stellen die nach ihrem Entdecker Lord Rayleigh benannten Rayleigh-Wellen dar. Diese zeichnen sich durch elliptische Wellenbewegungen lotrecht zur Oberfläche aus und pflanzen sich in Wellenrichtung fort. (vgl. [2]; [3])

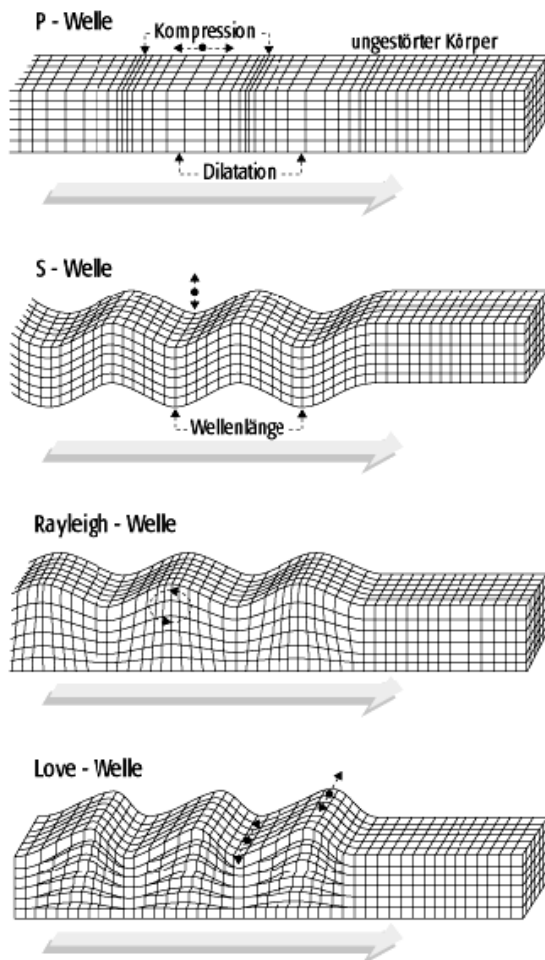


Abbildung 1: Formen von Erdbebenwellen (aus [25])

1.3 CHARAKTERISIERUNG DER ERDBEBENSTÄRKE

Erste Ansätze zur Klassifizierung von Erdbeben tätigten um 1900 M. S. Rossi und Francis Forel und führten zur Entwicklung der ersten Intensitätsskalen. Der Grundansatz bestand darin, die Intensität des Erdbebens über die Auswirkungen im Gebiet der größten Bodenbewegungen zu bewerten. Dies erfolgt über Schäden an Gebäuden, Bewegungen diverser Haushaltsgegenstände bzw. die Wahrnehmung und das Verhalten der Menschen in der Umgebung. (vgl. [2]; [3]; [10]; [23])

Die Intensitätsskala wurde von dem italienischen Seismologen Giuseppe Mercalli weiterentwickelt und wird auch heute noch in modifizierter Form für die Klassifizierung

historischer Erdbeben verwendet. Derartige Skalen sind nur für örtlich begrenzte Gebiete einsetzbar, da Unterschiede in Erdbebenbewegungen, Bauweisen aber auch in den Auftretenswahrscheinlichkeiten die Ergebnisse beeinflussen.

Um Interpretations- aber auch Auslegungsfehler auszuschließen wurde in den 30er Jahren des vergangenen Jahrhunderts nach einer mathematisch eindeutigen Beschreibung für die Erdbebenstärke gesucht. Charles Richter entwickelte 1935 am „California Institute of Technology“ eine allgemein gültige Skala für die Erdbebenstärke, die ein Beben über die Amplituden der Wellen charakterisiert. Die Intensität wird bei der Richterskala durch den Logarithmus zur Basis Zehn der maximalen Amplitude, der sogenannten Richter-Magnitude, ausgedrückt und ist von der Wellenform und dem Ort des Erdbebens unabhängig. Im Gegensatz zur Intensitätsskala handelt es sich bei der Richterskala um eine Magnitudenskala, d.h. nicht die Auswirkungen des Bebens werden bewertet, sondern mit der Amplitude eine physikalische Größe für die Bewegung selbst. (vgl. [2]; [3]; [10]; [23])

2 EINFLUSSFAKTOREN AUF DIE ERDBEBENBELASTUNG

2.1 STANDORTSPEZIFISCHE GEFÄHRDUNG

Die Erdbebengefährdung eines spezifischen Gebiets ist als Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Erdbebens einer definierten Stärke in einem betrachteten zeitlich begrenzten Intervall definiert. Die Wahrscheinlichkeit wird durch verschiedene lokale Faktoren beeinflusst, wie z.B. die Entfernung zu tektonischen Grenzen oder den geologischen Gegebenheiten des Gebiets. In den meisten Normen werden für die Gefährdung spezifische Karten von den zuständigen Behörden (in Österreich: ZAMG; die Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik) angefertigt. Anhand dieser kann die maximale Bodenbeschleunigung für die gewählten Parameter herausgelesen werden. In Abbildung 2 sind die Erdbebenzonen Österreichs und die dazugehörige Referenzbodenbeschleunigung in Form von Isolinien dargestellt. Diese wurden der Ö-Norm B 1998-1, dem Nationalen Anwendungsdokument des EC 8, entnommen. Die Bodenbeschleunigung wurde anhand der Vorgaben in der EN 1998-1 mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren berechnet. Dies entspricht einer mittleren Wiederkehrperiode von 475 Jahren. (vgl. [14]; [23]; [26]; [27])

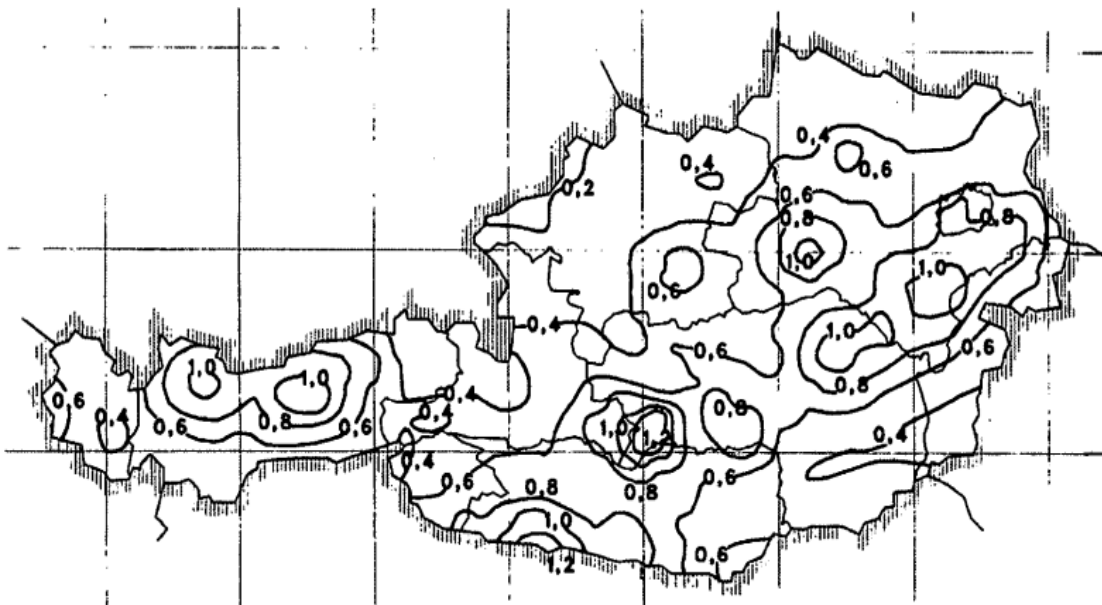


Abbildung 2: Referenzbodenbeschleunigungen für Österreich in m/s^2 aus EN 1998 (aus [27])

2.2 ÖRTLICHE GEOLOGISCHE GEGEBENHEITEN

Erheblichen Einfluss auf die Auswirkungen eines Erdbebens kann der lokale Baugrund haben, da die Welleneigenschaften maßgeblich von den Parametern des Bodens beeinflusst werden können. Je nach Beschaffenheit der örtlichen Gegebenheiten kann der Boden hochfrequente bzw. niederfrequente Anteile der Schwingungen filtern oder verstärken.

In EN 1998-1 wird der Baugrund in die Klassen A, B, C, D, E, S1 und S2 eingeteilt (siehe Tabelle 1: Baugrundklasse nach EN 1998-1 (vgl.). Klassifiziert werden die Böden anhand der Scherwellengeschwindigkeit in den ersten 30 m, gemessen von der Oberfläche in Richtung des Erdmittelpunktes. Alternativ können Böden mittels der Anzahl der Schläge des Standard-Penetrationstests (Eindringtiefe 30 cm) und der Scherfestigkeit einer undrained Probe klassifiziert werden. (nach [26]; [27])

Tabelle 1: Baugrundklasse nach EN 1998-1 (vgl. [26])

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (Schläge/30cm)	c_u (kPa)
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800	-	-
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360 – 800	> 50	>250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180 – 360	15 - 50	70-250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	<70
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s - Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m			

	und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
S1	Ablagerungen bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ($PI > 40$) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	-	10-20
S2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S1 enthalten ist			

2.3 TRAGSTRUKTUR UND MATERIAL

Die Art und Weise wie ein Bauwerk horizontale Lasten abträgt, hängt stark von seiner Tragstruktur bzw. dem Material und dem damit verbundenen elasto-plastischen Verformungsvermögen ab. Vergleicht man Tragwerke mit sehr hoher Steifigkeit mit Tragwerken kleinerer Steifigkeit so sieht man, dass Tragwerke mit hoher Steifigkeit bei hohen Belastungen länger elastisch bleiben und deshalb geringere Verformungen, jedoch weit höhere Beschleunigungen und Kräfte erfahren. Bei Tragwerken geringerer Steifigkeit beginnt das Tragwerk bei kleinerer Anregung in den stark beanspruchten Bereichen vom elastischen in den plastischen Bereich überzugehen, was zu höheren Verformungen, jedoch geringeren Beschleunigungen führt. (vgl. [10]; [6])

In Regionen mit geringer seismischer Belastung (z.B.: Österreich, Deutschland oder Teile der Schweiz) kann es zielführend sein, ein Tragwerk für die Erdbebenbeanspruchung elastisch auszubilden. Betrachtet man jedoch Regionen mit hoher seismischer Beanspruchung, wie etwa Italien oder Bulgarien, führt dies zu unwirtschaftlich überbemessenen Tragwerken. (vgl. [10]; [6])

Im plastischen Bereich hat das gewählte Material erheblichen Einfluss auf das Verhalten des Tragwerks, da die plastischen Eigenschaften das Verformungsvermögen der Fließgelenke maßgeblich beeinflussen. Diesbezüglich ist anzumerken, dass Stahl und andere metallische Materialien weit größere plastische Verformungen zulassen als mineralische Baustoffe, wie etwa Beton oder Mauerwerk. Jedoch kann im Fall von Stahlbeton durch geeignete Ausbildung der Fließgelenke (z.B. Verwendung von

hochduktiler Bewehrung und Einschnürung des Betons) ein ausreichendes Maß an Duktilität erreicht werden. (nach [10]; [6])

2.4 DÄMPFUNG

Ein frei schwingendes System wird sich in natura verlangsamen, da die Dämpfung kinetische Energie in Wärme umwandelt, also dissipiert. Wegen der Dissipation nehmen die Amplitude und damit die Verschiebung im zeitlichen Verlauf ab. Allerdings kann die maximale Antwort bei herkömmlichen strukturellen Dämpfungen kaum beeinflusst werden. (vgl. [4])

Die Dissipation der Energie kann durch die zwei nachfolgend angeführten Mechanismen erklärt werden:

- **Makroskopische Dissipation:** Dank der Bewegung in Teilbereichen der Struktur kann Energie durch Coulombsche Reibung in Wärme umgewandelt werden. Somit wird die kinetische Energie reduziert. Die Energieumwandlung ist unabhängig von der Bewegung und demzufolge nur von strukturellen Parametern abhängig. Die Dämpfung wirkt beispielsweise bei Betonbauwerken zwischen den Rissen bzw. Fugen (gewollt oder ungewollt) oder bei Stahlbauten in den Schraubenverbindungen, d.h. in Bauteilen, die sich relativ zueinander bewegen können. (vgl. [4])

Eine weitere Form der makroskopischen Dissipation ist die viskose Dämpfung. Beispiel hierfür ist eine Flüssigkeit, die durch eine Verengung gedrückt wird. Diese Art der Dämpfung wird für Stoßdämpfer in der Automobilindustrie, aber auch bei Bauwerken ausgenutzt. (vgl. [4])

- **Mikroskopische Dissipation:** Die Mikroskopische Dissipation wird auch Materialdämpfung genannt, da hierbei Energie durch werkstoffabhängige Vorgänge umgewandelt wird. Diese Umwandlung entsteht infolge von zwei komplett unterschiedlichen Prozessen. Zum einen wird Energie bei plastischen Verformungen durch innere Reibung und zum anderen bei der Deformation der Kristalle bzw. der Kristallgitter umgewandelt. (vgl. [4])

Bei herkömmlichen Bauwerken, also nicht zusätzlich gedämpften Bauwerken, werden die verschiedenen Dämpfungsarten zu einer geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung zusammengefasst, um die Lösung der Bewegungsgleichung zu erleichtern. Dies ist für ungedämpfte Bauwerke eine gute Näherung, bringt aber mit sich, dass die Dämpfungskonstante c lediglich durch Ausschwingversuche bestimmt werden kann. Betrachtet man den Effekt auf die maximale Antwort eines Systems ist die Auswirkung dieses Nachteils jedoch gering. Hierbei kann auf Erfahrungs- bzw. Forschungsergebnisse zurückgegriffen werden, die eine ausreichende Genauigkeit gewährleisten. (vgl. [4])

2.5 MASSE UND TRÄGHEIT

Die Masse ist eine physikalische Eigenschaft der Materie und kann in baupraktischen Fällen für das System als konstant angesehen werden. Wie im ersten Newtonschen Axiom formuliert, verharrt ein Körper im Zustand der Ruhe oder gleichförmiger, geradliniger Translation, sofern keine äußere Kraft eine Änderung dieses Zustandes erwirkt. Der Widerstand des Körpers wird als Trägheit bezeichnet und verhält sich direkt proportional zur Masse des Körpers. (vgl. [12])

Es kann festgehalten werden, dass eine Änderung der Masse direkt die Trägheitskräfte beeinflusst. Somit ist ein direkter Zusammenhang zwischen der Masse und den Kräften, die auf das System wirken, feststellbar. (vgl. [12])

Mathematisch lässt sich dieser Zusammenhang mit dem Prinzip von d'Alembert, welches häufig für Probleme der Mechanik und demzufolge der Baudynamik herangezogen wird, darstellen: (vgl. [12])

$$F_I = -m * a \quad (1)$$

$$F + F_I = 0 \quad (2)$$

Nach der formalen Einführung der Trägheitskraft F_I mit der Masse und der Beschleunigung (siehe (1)), ergibt sich das Gleichgewicht der Kräfte in Formel (2) zu null, wie aus der Statik bekannt. (vgl. [12])

3 BERECHNUNGSVERFAHREN

3.1 ALLGEMEINES

Mit der Harmonisierung der Normen auf europäischer Ebene bzw. der damit verbundenen Erarbeitung und Ratifizierung der europäischen Normen wurden auf dem Sektor der Erdbebenbemessung aktuelle Forschungsergebnisse eingearbeitet. Hiermit wurden die normativen Voraussetzungen zur Anwendung neuer Berechnungsverfahren geschaffen. Im Gegensatz zum bisherigen Usus im mitteleuropäischen Raum kraftbasierte Verfahren bei der Erdbebenbemessung zu verwenden, wurde mit der Kapazitätsbemessung ein verschiebungsbasiertes Verfahren in der Norm erfasst. Als kraftbasierte Verfahren sind die vereinfachte Antwortspektrenmethode, die mit der quasi-statischen Methode aus der alten österreichischen Norm gleichzusetzen ist, sowie das multimodale Antwortspektrenverfahren anzuführen. (vgl. [12])

Bei kraftbasierten Verfahren werden hauptsächlich die infolge der Bodenbewegung aktivierten Trägheitskräfte der vorhandenen Massen betrachtet, wobei die Verringerung der Belastung auf das Tragwerk (bei gleichzeitiger Erhöhung der Verformung) durch die nichtlineare Antwort kaum oder nur pauschal berücksichtigt werden kann. (vgl. [12])

3.2 ANTWORTSPEKTREN

Die Grundlagen kraftbasierter Verfahren bilden die sogenannten Antwortspektren, die in einem ersten Schritt für das betrachtete Gebiet einmalig erstellt werden müssen. Für die Erstellung von Antwortspektren werden Ein-Massen-Schwinger (linear oder nichtlinear je nach gewünschtem Spektrum) durch unterschiedliche Erdbebenzeitverläufe für das betrachtete Gebiet angeregt und die maßgeblichen Größen Auslenkung, Geschwindigkeit oder Beschleunigung im Verhältnis zur Schwingzeit aufgetragen. Dieser Vorgang ist in Abbildung 3 grafisch dargestellt. (vgl. [14]; [6]; [10]; [13])

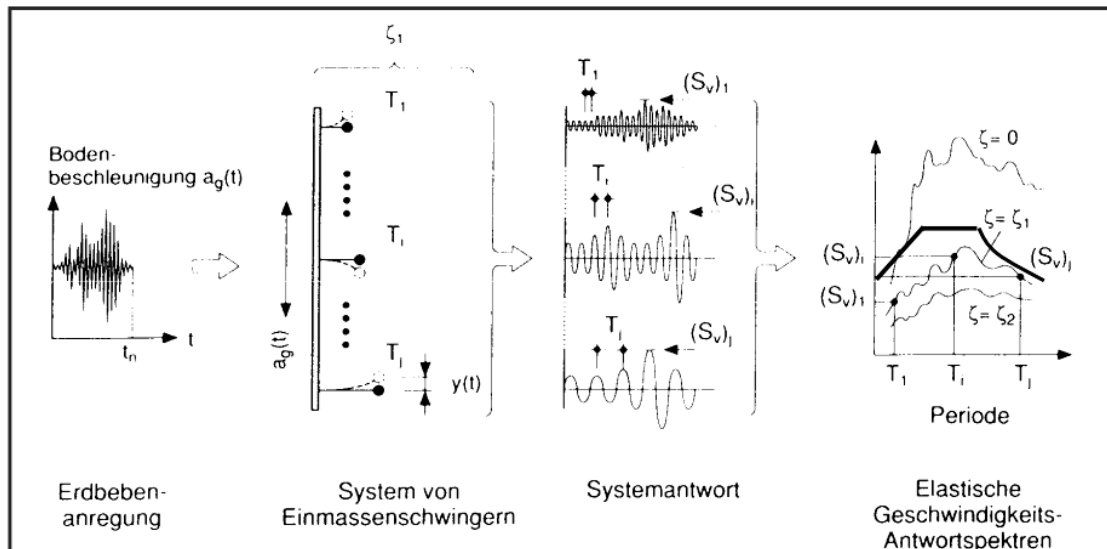


Abbildung 3: Qualitativer Vorgang bei der Erstellung von Antwortspektren (aus [11])

Mithilfe dieses Vorganges erhält man für eine Vielzahl von Eigenfrequenzen die maximale Antwort des Systems, auch als Spektralwerte bezeichnet, der betrachteten Zeitverläufe. Anschließend kann eine geglättete Umhüllende über die erhaltenen Werte gelegt werden, um die nachfolgende Bemessung zu erleichtern. Im Rahmen dieses Schrittes können unrealistisch große Auslenkungen bei sehr kleinen Schwingzeiten, die auf Grund der Trägheit der Tragstruktur nicht auftreten, eliminiert werden. (vgl. [14]; [6]; [10]; [13])

Die wichtigsten Einflüsse auf die Antwortspektren sind nachfolgend angeführt:

- **Magnitude des zu erwartenden Erdbebens:** Durch die Magnitude wird die freigesetzte Herdenergie beschrieben und damit das Potential an freigesetzter Energie. Falls höhere Magnituden (z.B. wenn ein stärkeres Erdbeben als bisher aufgezeichnet auftritt) in Antwortspektren eingearbeitet werden, ergeben sich nicht nur höhere Spektralwerte, sondern auch eine Verbreiterung des Plateaubereichs der betragsmäßig größten Spektralwerte. Überdies verschieben sich die Spitzenwerte in Richtung der niederen Frequenzen. Dies bedeutet, dass das Gefährdungspotential ansteigt, da die Anzahl der gefährdeten Bauwerke bei niedrigeren Eigenfrequenzen höher ist. (vgl. [13])
- **Geophysikalische Eigenschaften des Untergrunds:** Der Baugrund kann sowohl die höheren Frequenzen filtern, als auch die Spitzenwerte in Richtung der niedrigen Frequenzen verschieben. (vgl. [13])

- Dämpfung: Antwortspektren werden für spezifische Dämpfungswerte ausgearbeitet. Dies erfolgt meist für Dämpfungswerte von $\xi=0,05$, was für einen Großteil der Konstruktionen ausreichend genau ist. Durch eine höhere Dämpfung werden vor allem die Spitzenwerte beeinflusst und stark reduziert, während der Bereich hoher Eigenperioden kaum beeinflusst wird. (vgl. [13])
- Nichtlineares Materialverhalten: Werden im Gegensatz zu linear elastischen nichtlineare Antwortspektren verwendet, erkennt man, dass die maximalen Spektralwerte stark reduziert werden. Da bei der EN 1998-1 dieser Einfluss bei der Berechnung durch den Verhaltensbeiwert q berücksichtigt wird und linear elastische Antwortspektren verwendet werden, wird auf diesen Einfluss nicht näher eingegangen. Im Gegensatz hierzu wird bei der Kapazitätsbemessung das nichtlineare Verhalten implizit bei der Pushover Berechnung (siehe Kapitel 3.6) berücksichtigt. (vgl. [13])

3.3 ANTWORTSPEKTREN LT. EN 1998-1

In der EN 1998-1 wird für die Erdbebenbelastung ein elastisches Antwortspektrum der Bodenbeschleunigung gewählt (vgl. [26] Kap. 3.2.2.1 (1)). Für die horizontale und die vertikale Anregung werden zwei unterschiedliche Spektren definiert, wobei zwischen Standsicherheitsstufe und der Schadensbegrenzungsstufe keine Unterscheidung getroffen wird. (vgl. [26])

3.4 HORIZONTAL ELASTISCHES ANTWORTSPEKTRUM

Die elastischen Antwortspektren werden in der Norm durch die Perioden T_B bis T_D charakterisiert und zwischen diesen Werten bzw. zwischen $T = 0$ [sec] und T_B mittels Kurven interpoliert (siehe Abbildung 4). Als weiteren Eingangswert findet man die Referenzbodenbeschleunigung a_g , die in den jeweiligen nationalen Anwendungsdokumenten zu finden ist. (vgl. [27]) Die Bodenbeschleunigung muss für wichtige Bauwerke, wie etwa Bauwerke des Katastrophenschutzes oder Kraftwerke mit dem Bedeutungsbeiwert γ_F multipliziert werden (siehe Tabelle 2). Für alle anderen Bauwerke muss die Beschleunigung nicht erhöht werden und der Bedeutungsbeiwert ergibt sich zu

eins (siehe Tabelle 2) bzw. kann für untergeordnete Bauwerke die Beschleunigung reduziert werden.

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (6)$$

$S_e(T)$ als Ordinate des elastischen Antwortspektrums

T als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

a_g als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

T_B als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_D als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebung des Spektrums definiert

S als Bodenparameter

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

Abbildung 4: Auszug EN 1998-1 bzw. B 1998-1 – Definition der horizontal elastischen Antwortspektren

Tabelle 2: Bedeutungskategorie und Beiwerte (aus [26])

Bedeutungs-kategorie	Bauwerke	Bedeutungs-beiwert
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z.B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.	1,4

Wie man an Tabelle 2 sieht, ist der Bedeutungsbeiwert von der Bedeutungskategorie abhängig und damit an die sozioökonomischen und volkswirtschaftlichen Folgen eines eventuellen Einsturzes im Katastrophenfall gebunden.

In den Erdbebenspektren fließt auch die Beschaffenheit des Baugrundes ein. Dies erfolgt über den Bodenparameter S , der abhängig von der vorhandenen Baugrundklasse (siehe Tabelle 1) und somit der Bodenbeschaffenheit ist.

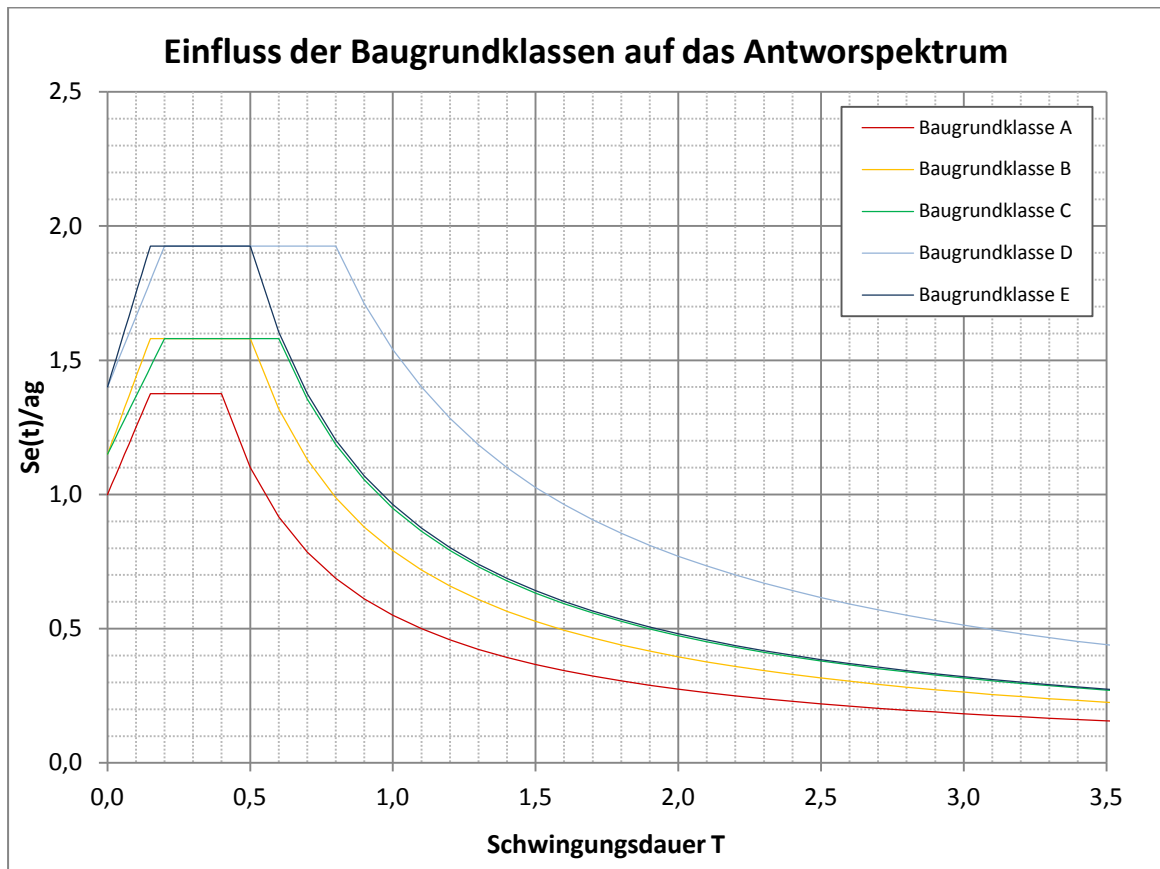


Abbildung 5: Einfluss der Baugrundklasse auf die Form des Antwortspektrums nach [26]

In Abbildung 5 sind die Einflüsse des Baugrundes und der Bodenbeschleunigung auf die Antwortspektren dargestellt. Man kann erkennen, dass die maximalen Werte aller Baugrundklassen bei Schwingzeiten $T < 1$ s liegen. Obendrein ist ersichtlich, dass die Größe der Spitze von felsähnlichen Böden (Baugrundklasse A) zu den weichen Böden (Baugrundklassen E) ansteigt. Betrachtet man den Plateau-Bereich der verschiedenen Spektren so sieht man, dass der Bereich der maximalen Beschleunigung bei abnehmender Güte des Baugrundes zunimmt. Daher ist der Spitzenwert der Beschleunigung bei schlechterem Baugrund für einen größeren Bereich der Schwingzeit anzuwenden.

3.5 MODALES ANTWORTSPEKTRENVERFAHREN

3.5.1 Allgemein

Betrachtet man einen Ein-Massen-Schwinger erhält man die maximale Antwort des Systems durch die Berechnung der Eigenfrequenz mit welcher anschließend der entsprechende Spektralwert aus dem Antwortspektrum ermittelt wird. Da allerdings die meisten Bauwerke mehrere Freiheitsgrade aufweisen, ist es notwendig das Tragwerk vorher mittels der modalen Analyse zu untersuchen und damit die verschiedenen Eigenfrequenzen zu ermitteln.

3.5.2 Modale Analyse

Bei Systemen mit mehreren Freiheitsgraden, auch als Mehr-Massen-Schwinger bezeichnet, gibt es eine Anzahl n Eigenfrequenzen für die n Massen bzw. Freiheitsgrade des Systems. Als Vorbereitung für die Ermittlung der Spektralwerte ist die Bewegungsgleichung (siehe (7) bzw. (10) für die freie Schwingung) des Systems zu lösen.

$$M\ddot{x} + D\dot{x} + kx = -M\ddot{x}_g \quad (7)$$

$$\ddot{x}_a = \ddot{x} + \ddot{x}_g \quad (8)$$

$$M\ddot{x}_a + D\dot{x} + kx = 0 \quad (9)$$

$$M\ddot{x} + D\dot{x} + kx = 0 \quad (10)$$

Mit der Gleichung (8) werden die relative Beschleunigung \ddot{x} und die Bodenbeschleunigung \ddot{x}_g zur absoluten Beschleunigung \ddot{x}_a zusammengefasst und ergeben eingesetzt in Gleichung (7) die Gleichung (9), die formal der Gleichung für die freie Schwingung (10) entspricht. (vgl. [15])

Wie man an der Gleichung (7) sieht, ist diese formal identisch zur Bewegungsgleichung des Ein-Massen-Schwingers, jedoch stehen anstelle der Konstanten und Variablen Matrizen der Dimension $n \times n$ und Vektoren der Länge n . Um dieses System von n Unbekannten zu lösen, müssen die gekoppelten Gleichungen entkoppelt werden, d.h. auf eine Anzahl von n linear unabhängigen Ein-Massen-Schwingern reduziert werden. Die Kombination der Antworten der Ein-Massen-Schwinger ergibt die Reaktion des Gesamtsystems, d.h. es kann eine komplexe Schwingung durch die Überlagerung mehrerer Schwingungen beschrieben werden. Alternativ kann auf eine numerische Lösung der Gleichung zurückgegriffen werden, was allerdings einen erheblichen

Mehraufwand bedeutet. In Abbildung 6 sieht man die Ergebnisse der Zeitverlaufsberechnung zweier EMS, deren Parameter mittels der Modalen Analyse berechnet wurden. Als Ergebnis bzw. als Überlagerung der einzelnen Schwingungen erhält man die Kopfverschiebung des Zwei-Massen-Schwingers. Wie man erkennen kann, ist der Einfluss des zweiten EMS in den ersten 10 Sekunden der Schwingung am stärksten, jedoch im Verhältnis zum ersten EMS bedeutend geringer. Mit anderen Worten hat die zweite Eigenform des Zwei-Massen-Schwingers einen äußerst geringen Einfluss auf die Gesamtantwort.

Problematisch für die Entkoppelung der Gleichungen ist der Dämpfungsterm D , der nur unter bestimmten Voraussetzungen entkoppelt werden kann. Das angesprochene Problem lässt sich analytisch nur lösen, wenn sich die Dämpfung als lineare Kombination der Massen- und Steifigkeitsmatrix darstellen lässt. (vgl. [17])

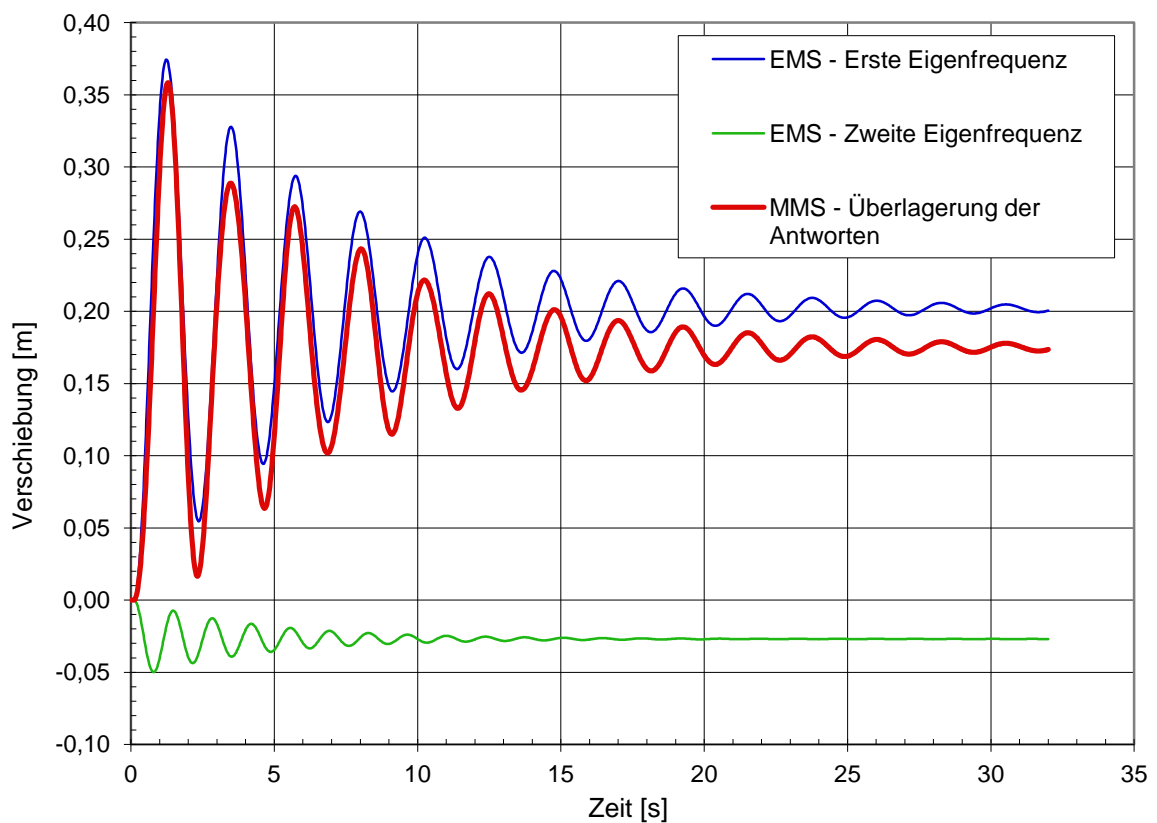


Abbildung 6: Zeitverlaufsberechnung eines Zwei-Massen-Schwingers – Überlagerung der Antworten zweier entkoppelten EMS

3.5.3 Auswertung der Antwortspektren für MMS

Bei der Auswertung des Systems mittels des Antwortspektrenverfahrens werden mittels modaler Analyse die Eigenfrequenzen des Systems bestimmt. Im Anschluss daran wird für das System von entkoppelten Ein-Massen-Schwinger die maximale Antwort des Systems berechnet. In wesentlichen Zügen ist die Vorgangsweise beim EMS dieselbe, allerdings muss bei Mehr-Massen-Schwinger die Gesamtantwort des Systems durch Überlagerung der einzelnen Antworten berechnet werden. Mithilfe der nachfolgenden Verfahren kann die maximale Antwort des Systems berechnet werden:

- **Lineare Überlagerung**

Durch die einfache Summe der maximalen Werte wird die auftretende Gesamtverformung bedeutend überschätzt, da die Antwort der höheren Eigenfrequenzen komplett in die Gesamtüberlagerung einfließt. Diese Eigenformen haben jedoch einen geringen Einfluss auf die Gesamtantwort. Eine lineare Überlagerung sollte nur für Eigenfrequenzen, deren Werte sich lediglich gering unterscheiden, gewählt werden, um eine konservative Antwort und damit eine unwirtschaftliche Bemessung zu vermeiden.

- **Quadratwurzel der Summe der Quadrate**

In der Praxis hat sich für den Hochbau die auf Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen basierende Überlagerung der „Quadratwurzel der Summe der Quadrate“ oder auch SRSS (aus dem Englischen für „square root of the sum of the squares“) bewährt. In der Formel (11) ist die Überlagerung angeführt, wobei man erkennen kann, dass die Überlagerung einen großen Nachteil hat. Dabei gehen die Vorzeichen und damit die Richtung der maximalen Verformung verloren, was für Bauwerke mit großer Belastung nachteilig sein kann. In analoger Weise können die Kräfte und somit letztlich die Spannungen überlagert werden. Diese können nicht direkt aus den Verformungen berechnet werden, da die maximalen Verformungen zeitlich verschoben auftreten bzw. die maximalen Verschiebungen mittels der SRSS überlagert die Richtungen verlieren. (vgl. [10])

$$x_{i,tot} = \sqrt{\sum x_{i,max}^{(n)2}} \quad (11)$$

- **Vollständige quadratische Kombination**

Bei der vollständigen quadratischen Kombination oder auch CQC (aus dem Englischen für „complete quadratic combination“) werden die maximalen Antworten durch Einbeziehung aller Kombinationen und deren Gewichtung berechnet. Wie man an der Formel (12) sieht, ist die Antwort durch den Beiwert ρ_{ij} gewichtet und hat daher den Vorteil gegenüber der SRSS, dass bei Frequenzen, deren Werte ähnlich sind, die Antworten nahezu komplett überlagert werden und somit die Gesamtverschiebung nicht unterschätzt wird.

$$x_{i,tot} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n N_i \rho_{ij} N_j} \quad (12)$$

Der Beiwert für die Gewichtung ρ_{ij} , auch manchmal als Wechselwirkungsbeiwert bezeichnet, ist abhängig von der modalen Dämpfung und vom Verhältnis der Eigenfrequenzen $r=\omega_j/\omega_i$ (vgl. [13]). Da der Beiwert im ingenieurmäßigen Alltag eine untergeordnete Rolle spielt, wird auf diesen nicht näher eingegangen.

3.6 KAPAZITÄTSMESSUNG

3.6.1 Pushover-Berechnung

Während beim Antwortspektrenverfahren das inelastische Verhalten des Tragwerks nur näherungsweise über die Reduktion der Schnittgrößen mittels Verhaltensbeiwerts q berücksichtigt werden kann, ist es möglich anhand einer nichtlinearen inelastischen Untersuchung („Pushover-Analysis“) des Tragwerks das Verhalten bei seismischer Belastung im nichtlinearen Bereich realistischer vorherzusagen. Im Gegensatz zum kraftbasierten Verfahren kann dadurch das reale Verformungsvermögen berücksichtigt werden, was zu realistischen Verteilungen der Steifigkeit, Schnittgrößen und Verformungen führt.

Grundlage für die inelastische Untersuchung bildet die Ermittlung der Bauwerkskapazität („Pushover-Kurve“), die mit einer Last-Verformungskurve beschrieben werden kann. Diese wird unter konstanten vertikalen und monoton steigenden horizontalen Lasten in

einer nichtlinearen Berechnung ermittelt. Eine derartige Untersuchung des Tragwerks wird als Pushover-Berechnung bezeichnet, wobei nichtlineares Material, Systemverhalten (Einflüsse Theorie 2. Ordnung etc.) und die Ausbildung plastischer Gelenke berücksichtigt werden sollten. (vgl. [5] ; [10] ; [27])

Üblicherweise wird bei der Kapazitätskurve die Verschiebung eines Kontrollknotens (meist im Massenmittelpunkt) am Dach (Ausnahmen hierbei bilden nicht zulässige Kontrollknoten, wie etwa der Massenmittelpunkt auf der Decke eines *Penthouse* (vgl. [26]) als Funktion der gesamten Erdbebenkraft dargestellt. (vgl. [5]) Die Vorgangsweise ist schemenhaft in der Abbildung 7 dargestellt.

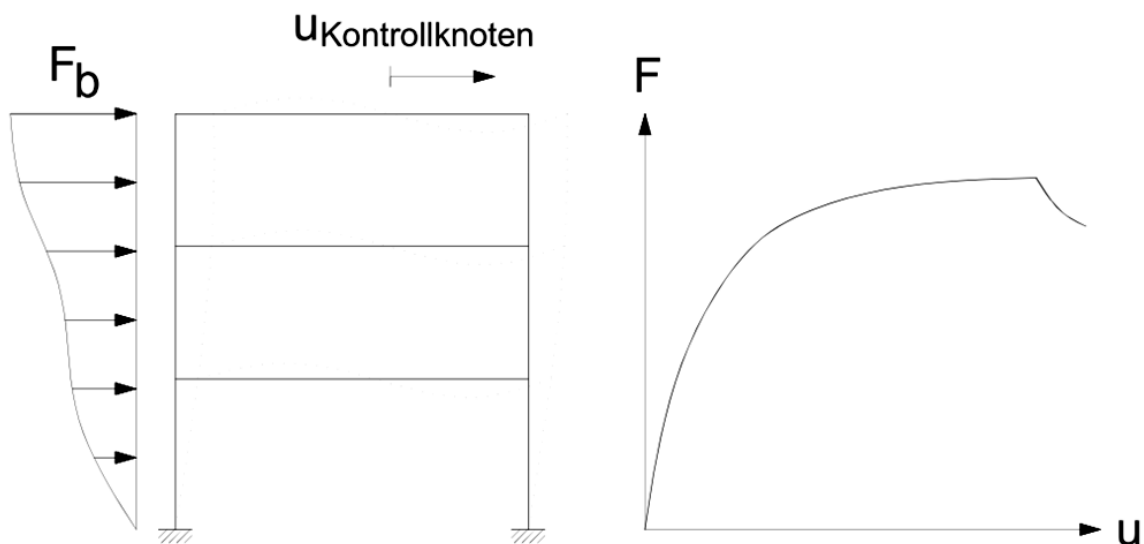


Abbildung 7: Last-Verformungskurve der statischen nichtlinearen Berechnung und schematische Verteilung der Belastung

Meist wird bei der Berechnung der Pushover-Kurve ein Verformungsansatz analog zur ersten Eigenform verwendet, was für Tragwerke mit maßgeblicher erster Eigenform eine zutreffende Annahme darstellt.

In der EN 1998-1 wird als vereinfachte Annahme eine über die Höhe dreiecksförmige Verteilung vorgeschlagen, wobei mindestens ein weiterer massenproportionaler Ansatz (geschoßweise konstante Last) untersucht werden sollte. (vgl. [26])

3.6.2 Kapazitätsbemessung

Unter den verschiedenen Ansätzen für die nichtlineare Bemessung unter Erdbebeneinwirkungen ist die Kapazitätsspektrum-Methode am weitesten verbreitet. Diese wurde von Sigmund A. Freeman et al. zur schnellen Beurteilung der seismischen Vulnerabilität von verschiedenen Gebäuden des Militärareals Pudget-Sound entwickelt und wurde anschließend in diversen amerikanischen Normen ((vgl. z.B.: ATC - 40 - 1996)) übernommen. (vgl. [12]; [19])

Grundlage für die Kapazitätsbemessung bildet die inelastische nichtlineare Analyse des Tragwerks, welche eine mögliche Versagensart des Tragwerks widerspiegelt. Die Pushover-Kurve wird, wie auch das dazugehörige Antwortspektrum, anschließend in ein Spektralverschiebungs-Spektralbeschleunigungs-Diagramm übergeführt. Dadurch kann die Kapazität des Tragwerks der erforderlichen Beschleunigung aus seismischer Belastung in Form eines Antwortspektrums gegenübergestellt werden. Falls die beiden Kurven einen Schnittpunkt aufweisen, ist auf diese Weise die erforderliche Spektralverschiebung für das Tragwerk gefunden. Der Schnittpunkt wird auch als „Performance Point“ bezeichnet und gibt an, ob die Bauwerkskapazität für die vorhandene Beanspruchung ausreicht.

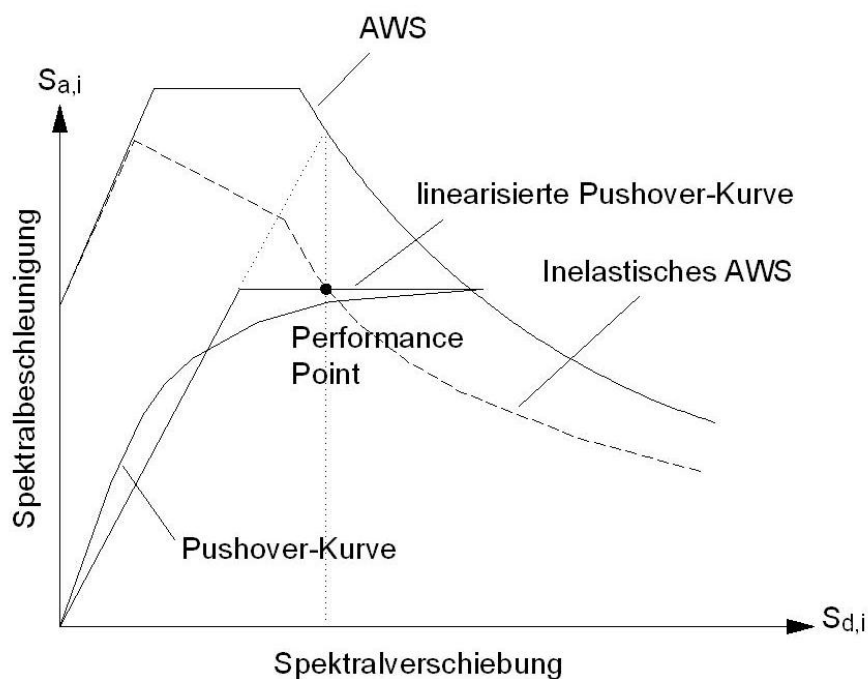


Abbildung 8: Prinzipdarstellung Kapazitätsbemessung (N2-Methode)

In Abbildung 8 ist die Vorgangsweise bei der Bestimmung des „Performance Points“ mittels der im Kapitel 3.6.4 beschriebenen N2-Methode (siehe Seite 23), die im Anhang B der EN 1998-1 angeführt ist, schematisch dargestellt.

Um die Pushover-Kurve in das S_a - S_d -Diagramm zu überführen bzw. den dazugehörigen S_d Wert für das Antwortspektrum zu berechnen, werden die nachfolgenden Formeln verwendet: (vgl. [5])

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{\Gamma \times m^*} \quad (13)$$

$$S_{d,i} = \frac{d_{Dach,i}}{\Gamma \times \phi_{Dach,i}} \quad (14)$$

$$S_{d,i} = \frac{T_i^2}{4 \times \pi^2} \times S_{a,i} \quad (15)$$

Dabei stellen die Ausdrücke $F_{b,i}$ den gesamten Fundamentschub für die Laststufe i , $\phi_{Dach,i}$ die Verformung des Kontrollknotens am Dach und Γ den Anteilsbeiwert der betrachteten Eigenform dar. Die Spektralverschiebung $S_{d,i}$ wird mittels der Periode T_i und der Spektralbeschleunigung $S_{a,i}$ berechnet.

3.6.3 ATC-40 Vorgangsweise

Da die Energiedissipation unter Erdbebenbeanspruchung im nichtlinearen Bereich zu berücksichtigen ist, wird üblicherweise das linear elastische Antwortspektrum mittels einer dem Bauwerk und dem Baustoff angepasster äquivalenter Dämpfung reduziert. Aus diesem Grund ist jeder Spektralverschiebung eine eigene Dämpfung und damit ein eigenes Antwortspektrum zugeordnet, was zwangsläufig zu einer iterativen und damit aufwendigen Ermittlung des „Performance-Points“ führt. (vgl. [12])

Hierbei wird beim ATC-40 1996 eine Idealisierung der Hystereseschleife als Parallelogramm zu Grunde gelegt, was zur nachfolgenden Formulierung für die äquivalente viskose Dämpfung führt: (vgl. [12])

$$\xi_{eq} = 0,637 * \frac{S_{a,y} * S_{d,pi} - S_{d,y} * S_{a,pi}}{S_{a,pi} * S_{d,pi}} \quad (16)$$

Die Gebäudedämpfung ergibt sich schließlich als Summe der viskosen Dämpfung ξ_0 und der äquivalenten viskosen Dämpfung ξ_{eq} zufolge des nichtlinearen Bauteilverhaltens. Da die tatsächliche Form der Hystereseschleife unter Umständen wesentlich von der vereinfachten abweichen kann, wurde ein Korrekturfaktor κ im ATC-40 eingeführt. Folglich ergibt sich die effektive Dämpfung zu: (vgl. [12])

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \kappa * \xi_{eq} \quad (17)$$

Mit der erhaltenen effektiven Dämpfung wird bei der Ermittlung des „Performance Points“ im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm das Antwortspektrum bestimmt. Da allerdings zu jeder Ordinate der Pushover-Kurve eine eigene Dämpfung zugeordnet ist, erfolgt die Bestimmung iterativ.

3.6.4 N2-Methode

Um die iterative Vorgangsweise zu vermeiden, wurde von Fajfar (1999) eine neue Methode unter Verwendung von inelastischen Spektren vorgeschlagen. Wegen der Verwendung von inelastischen Antwortspektren ist die Dämpfung a priori vorgegeben und muss nicht ermittelt werden. Auf Grund dieser wesentlichen Veränderung gegenüber der Kapazitätsbemessung kann die erforderliche Verschiebung ohne weitere Iteration ermittelt werden. (vgl. [18]) Diese Methode wurde in der EN 1998-1 übernommen und kann unter der Voraussetzung, dass die erste Eigenform die maßgebliche ist bzw. eine stabile Hystereseschleife vorliegt, angewandt werden.

Obwohl die vorgegebene Dämpfung die Berechnung wesentlich vereinfacht, ist dies gleichzeitig nachteilig, da das Verfahren durch die eingebauten nichtlinearen Antwortspektren nicht mehr auf allen Strukturen angewandt werden kann. Dies gilt vor allem für Bauwerke aus Materialien mit stark eingeschnürten Hystereseschleifen, wie etwa Mauerwerksbauten. Ebenfalls einen starken Einfluss auf die Ergebnisse haben der Untergrund und die gewählten Zeitverläufe, welche aus Untersuchungen von Erdbeben im baltischen Raum bezogen wurden und demzufolge nur beschränkt für den Zentraleuropäischen Raum einsetzbar sind. (vgl. [12])

Für Stahlbetonrahmentragwerke liefert das Verfahren Ergebnisse, die im Rahmen der baustatischen Genauigkeit hinreichend exakt sind, zumal bei der Kapazitätsbemessung

üblicherweise Ergebnisse mit einer Genauigkeit von $\pm 5\%$ verwendet werden (vgl. [12]; [22]).

Aus diesem Grund wurden im Verlauf der Diplomarbeit einige Ergebnisse zwischen dem ATC-40 Verfahren, welches für Materialien mit stark eingeschnürten Hystereseschleifen geeignet ist, und der N2-Methode verglichen, da zur Anwendbarkeit der N2-Methode auf Tragwerke mit Stahlbetonscheiben keine Forschungsarbeiten gefunden werden konnten.

3.6.5 Bestimmung des „Performance-Points“

Bei der Methode aus dem ATC 40 wird durch die Bestimmung der Dämpfung das Antwortspektrum reduziert. Da die Dämpfung allerdings von der Bauwerksantwort abhängig ist, muss der Schnittpunkt zwischen dem Spektrum und der Kapazitätskurve iterativ bestimmt werden. Dieser Schnittpunkt ist bei der ATC 40 Methode der sogenannte „Performance Point“.

Im Gegensatz hierzu wird bei der N2-Methode die Kapazitätskurve und nicht das Spektrum reduziert. Um dies zu ermöglichen, wird die Pushover-Kurve bilinear idealisiert. Der „Performance Point“ wird hierbei durch Verlängern der Geraden im elastischen Bereich und anschließender lotrechten Projektion des erhaltenen Schnittpunktes mit dem Antwortspektrum auf die Kapazitätskurve ermittelt.

4 VERGLEICHSRECHNUNGEN

Da es sich bei der Pushover-Analyse um eine geometrische sowie materielle nichtlineare Berechnung handelt, hat die Wahl der verwendeten Software und der geeigneten Eingangsparameter einen starken Einfluss auf die Genauigkeit der Ergebnisse.

Aus diesem Grund wurden vor der eigentlichen Untersuchung zwei FE-Programme (Scia Engineer und Seismostruct) anhand von einfachen Beispielen miteinander verglichen und die Materialparameter bzw. Materialmodelle für die Berechnung ausgesucht.

In diesem Kapitel werden die beiden Beispiele, ein Kragträger und eine eingespannte Stütze mit Kopfmoment, zur Verifikation der Software kurz umrissen und die maßgeblichen Ergebnisse dargestellt bzw. diskutiert.

4.1 KRAGTRÄGER

Zur Validierung der Programme wurde anfangs ein einfacher Kragträger mit einer Stützweite von $l=4,00$ m verglichen.

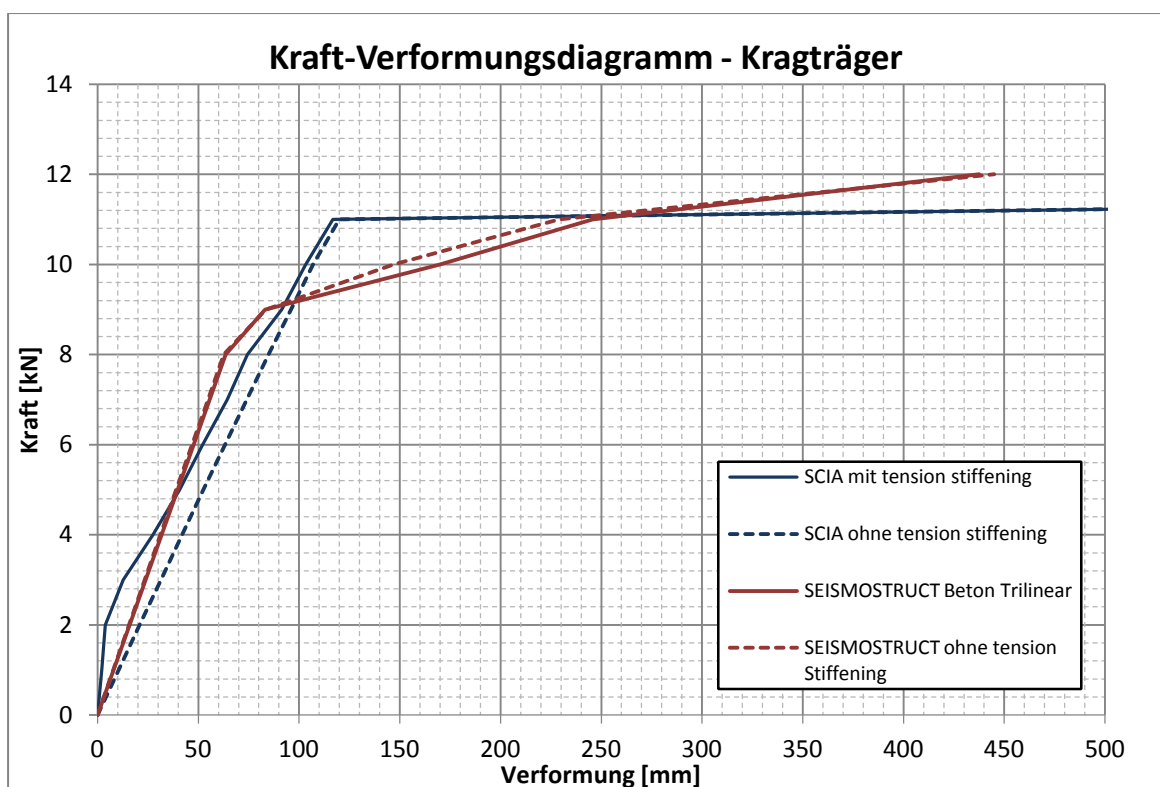


Abbildung 9: Ergebnisse Kragträger (Rechtecksquerschnitt 25x25 cm, 1 x d=16 mm Eckbewehrung Betongüte C25/30)

Im Zuge der Vergleichsrechnung wurde ein Beton der Güte C25/30 nach EN 1992-1 und Bewehrungsstahl der Güte Bst 550B verwendet. Der Querschnitt wurde als Rechteck mit den Außenmaßen 25x25 cm und mit einer symmetrischen Bewehrung von jeweils einem Bewehrungsstahl von $d=16$ mm (Betondeckung $c=3$ cm) in den Ecken angenommen.

Wie in Abbildung 9 ersichtlich ist, stimmt die maximale Traglast in beiden Programmen verhältnismäßig gut überein, was auch mit einer überschlägigen Handrechnung überprüft wurde. Allerdings ist die Form der Kurve bei den Ergebnissen von Scia Engineer nicht zufriedenstellend. Vergleicht man die Ergebnisse aus der Literatur mit jenen aus der numerischen Berechnung so sieht man, dass die Ergebnisse aus der Software Seismostruct realistischer sind, was auf den Faser-Ansatz (Berechnung der Steifigkeit mit verteilter Plastizität) bei der Berechnung des Querschnittes im Programm zurückzuführen ist. Im Gegensatz hierzu ist der Ansatz mittels plastischer Gelenke in Scia Engineer für Querschnitte zwar für die Traglastermittlung sehr gut geeignet, allerdings kann die Form der Kraft-Verformungs-Kurve nur grob ermittelt werden.

4.2 EINGESPANNTTE STÜTZE MIT PLANMÄßIGER EXZENTRIZITÄT

Um einen weiteren Vergleich der Programme zu erhalten, wurde eine 3,00 m hohe Stütze mit eingespanntem Fußpunkt und einem rechteckigen Querschnitt verglichen. Am Kopf wurde eine 20 cm große Exzentrizität angesetzt, um die Einflüsse der Verformung auf die Berechnung zu vergleichen. Der Querschnitt wurde mit vier Bewehrungsstäben $d=16$ mm in den Ecken angenommen, bestehend aus Bewehrungsstahl Bst 550B nach EN 1992-1.

Wie im Kraft-Verformungsdiagramm in Abbildung 10 ersichtlich, wurde die Stütze sowohl ohne Zugversteifung („tension-stiffening“), als auch unter Berücksichtigung dieses Effekts bemessen. Beide Kurven zeigen zwischen den Programmsystemen Scia Engineer und Seismostruct Übereinstimmungen.

Man kann festhalten, dass die Form der Kurve und auch die maximale Belastung gut übereinstimmen. Ebenfalls ist die maximale Traglast mit und ohne „tension-stiffening“ nahezu exakt gleich, was a priori die Motivation war, die Stütze unter Berücksichtigung des Effekts zu berechnen.

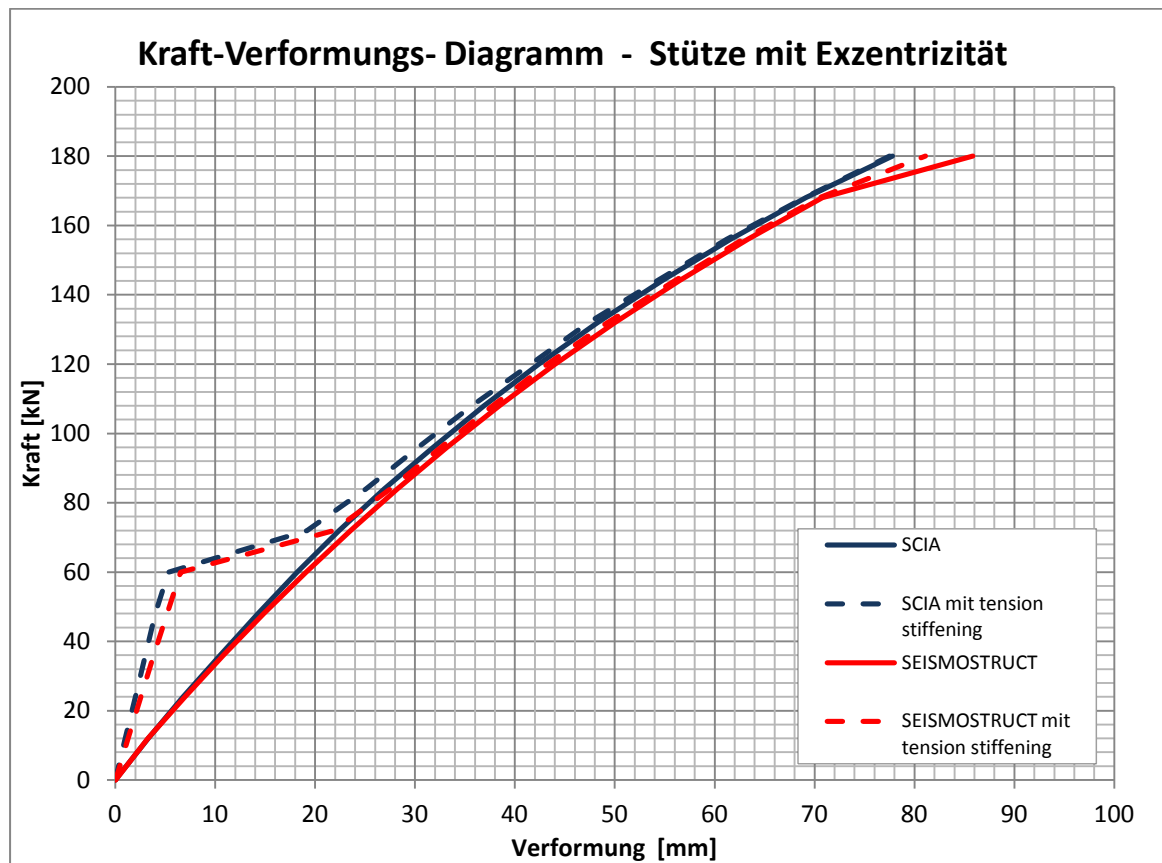


Abbildung 10: Berechnungsergebnisse Stütze (Höhe $h=3,0$ m, planmäßige Exzentrizität $e=20$ cm Rechtecksquerschnitt 25×25 cm, Betongüte C25/30, $1 \times d=16$ mm Eckbewehrung)

4.3 BEWERTUNG DER ERGEBNISSE

Beide Programme stimmen bei der Ermittlung der Traglast sehr gut überein und bei überschlägigen Handrechnungen konnten die Ergebnisse verifiziert werden. Die Form der Kraft-Verformungskurve wird durch das Programm Seismostruct realistischer wiedergegeben.

Ebenfalls ist die Berechnungsgeschwindigkeit bei Seismostruct deutlich höher, da das Programm speziell für nichtlineare Berechnungen entwickelt wurde. Obendrein können die Pushover-Berechnungen im Scia Engineer derzeit nur über einzelne Berechnungen durchgeführt werden, was den Nachteil hat, dass bei jeder Laststufe von Neuem begonnen werden muss.

Aus den angeführten Gründen wurde der Entschluss gefasst die Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit mit Seismostruct durchzuführen.

5 PARAMETERSTUDIE - GRUNDLAGEN

5.1 BESCHREIBUNG DER STRUKTUR

Im Rahmen der Diplomarbeit wurden zwei verschiedene Strukturen mit unterschiedlichen Grundrissen analysiert. Bei den verschiedenen Grundrissen wurden diverse Parameter, wie etwa Material, Geometrie und Bewehrungsanordnung verändert, um die Einflüsse auf die Bemessungsergebnisse zu quantifizieren bzw. evaluieren.

Da eine Betrachtung von langen durch Schubversagen charakterisierten Wände den Rahmen der vorliegenden Arbeit sprengen würde, wurden die Parameter, wie Höhe und Stärke der aussteifenden Wände so gewählt, dass die Stahlbetonwände auf Biegung unter Ausbildung eines plastischen Gelenkes versagen. Auch ist die Berechnung mittels Stabwerken unter Verwendung eines Faseransatzes, welche im Programmsystem Seismostruct implementiert sind, keinesfalls für große, leicht bewehrte Wände geeignet. Dies ist auf eine mangelhafte Abbildung des Schubversagens zurückzuführen, welches bei langen Schubwänden maßgeblich wird und nur zum Beispiel mittels nichtlinearer FE Diskretisierung und entsprechenden Materialmodellen erfasst werden könnte.

5.2 GEBÄUDE A UND B – WESENTLICHE KENNGRÖßEN

Beim ersten Gebäude wurde bewusst ein doppelt symmetrischer Grundriss gewählt, ohne planmäßige Torsion, um den Einfluss von Material und Geometrie besser analysieren zu können. Das Gebäude besteht aus 3 Stockwerken mit jeweils 3,50 m Höhe zwischen der Mittelachse der Decke bzw. der Geländeoberkante (siehe Abbildung 11). Am Fußpunkt wurden die aussteifenden Wände als eingespannt angenommen. Eine Boden-Bauwerks-Interaktion wurde nicht berücksichtigt bzw. näher betrachtet, was die Kapazität des Gebäudes lediglich geringfügig verbessert hätte. (vgl. [21])

Die ständige Auflast wurde mit einem Gewicht von $g=2,00 \text{ kN/m}^2$ angenommen, was für einen konventionellen Aufbau im Wohnbaubereich ausreichen sollte. Ebenfalls wurde die Nutzlast mit $q=3,00 \text{ kN/m}^2$ bzw. $q=1,00 \text{ kN/m}^2$ für das Dach angesetzt, welche für gewöhnliche Wohnbauten und auch Bürobauten ausreicht. Ebenso wurde auf die

Erhöhung der Nutzlast in Gangflächen o.d.g. verzichtet, da diese Lasten einen flächenmäßig geringen Einfluss haben. Dadurch haben derartige Flächenlasten einen geringen Effekt auf die Gesamtbelastung. Die Nutzlast wurde für die Berechnung mit dem Beiwert $\psi=0,3$ lt. EN 1991-1 abgemindert.

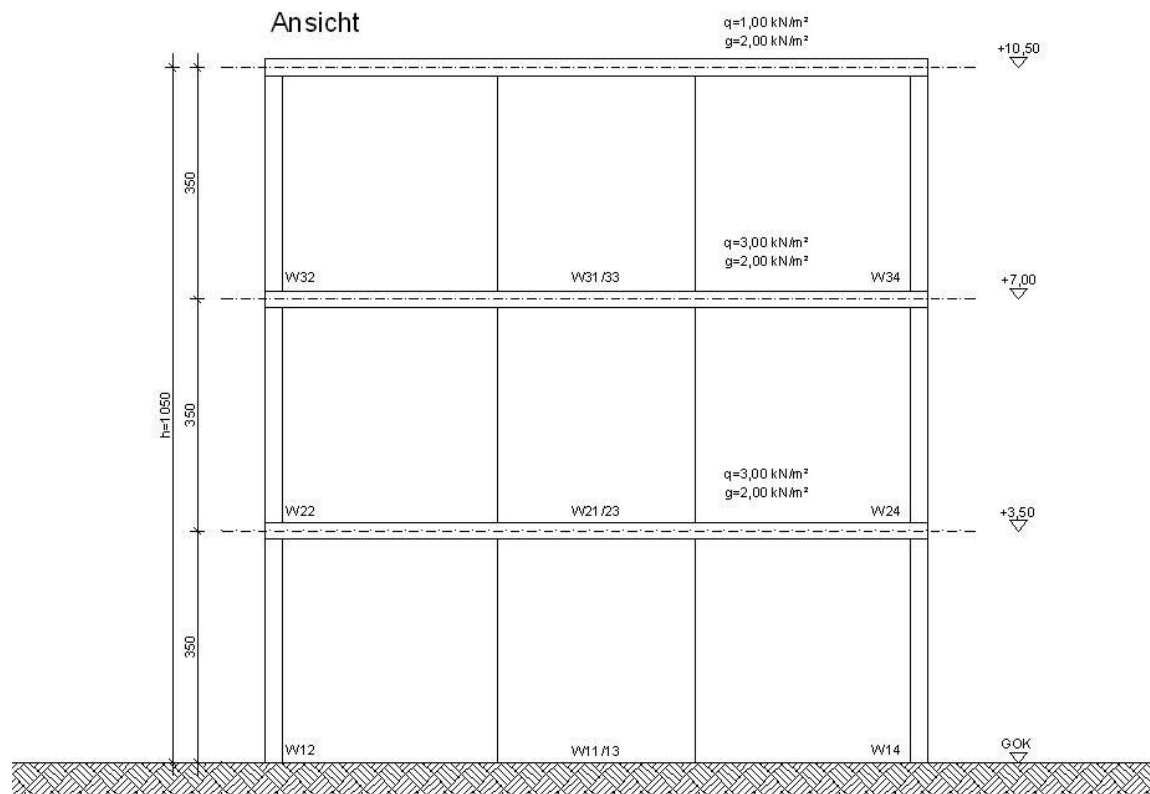


Abbildung 11: Ansicht Tragstruktur inkl. Lastangaben – Gebäude A und B

5.3 GEBÄUDE A

Die Aussteifung erfolgt mittels vier einzelner Scheiben aus Stahlbeton, welche am Rand des rechteckigen Querschnitts situiert sind. Die Scheiben haben 25 cm Breite und 1,00 m bis 2,00 m Länge, was nahezu die maximale Länge darstellt, wo noch mit Sicherheit Schubversagen ausgeschlossen werden kann. Die maximale Länge wurde mit der aus der Literatur geläufigen Formel ermittelt, wonach die Höhe eines Biegebalkens nicht größer als $1/5$ der Stützweite sein sollte. Demzufolge ergibt sich für den vorliegenden Fall $h=10,5 \text{ m}/5=l_{\text{max}}=2,10 \text{ m}$ (siehe Abbildung 11 und Abbildung 12). Unter anderem wurde der Einfluss der Länge der aussteifenden Wände W 11 und W 13

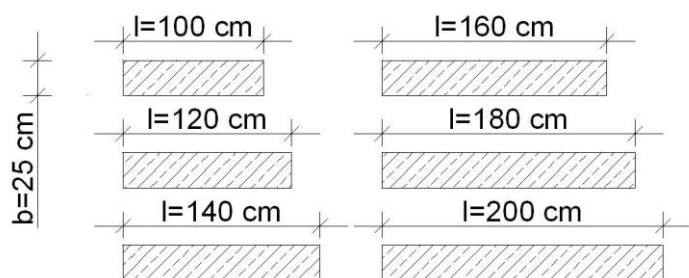


Abbildung 12: Schematische Darstellung der untersuchten Wandquerschnitte

untersucht, weshalb die Länge dieser beiden Wände von 1,00 m bis 2,00 m in Schritten von 20 cm variiert wurde (vgl. Abbildung 12). Eine untere Grenze für die Länge ergibt sich durch die gewollte Abgrenzung der Dimensionen einer Wand zu jenen einer Stütze. Die minimale Höhe des Querschnitts wurde anhand der Formel $l/b > 4$ ermittelt, welche aus der Literatur bekannt ist. Im vorliegenden Fall (vgl. Abbildung 12 und Abbildung 13) ergibt sich mit $b=0,25$ eine minimale Querschnittshöhe von $l=1,00$ m. (vgl. [21])

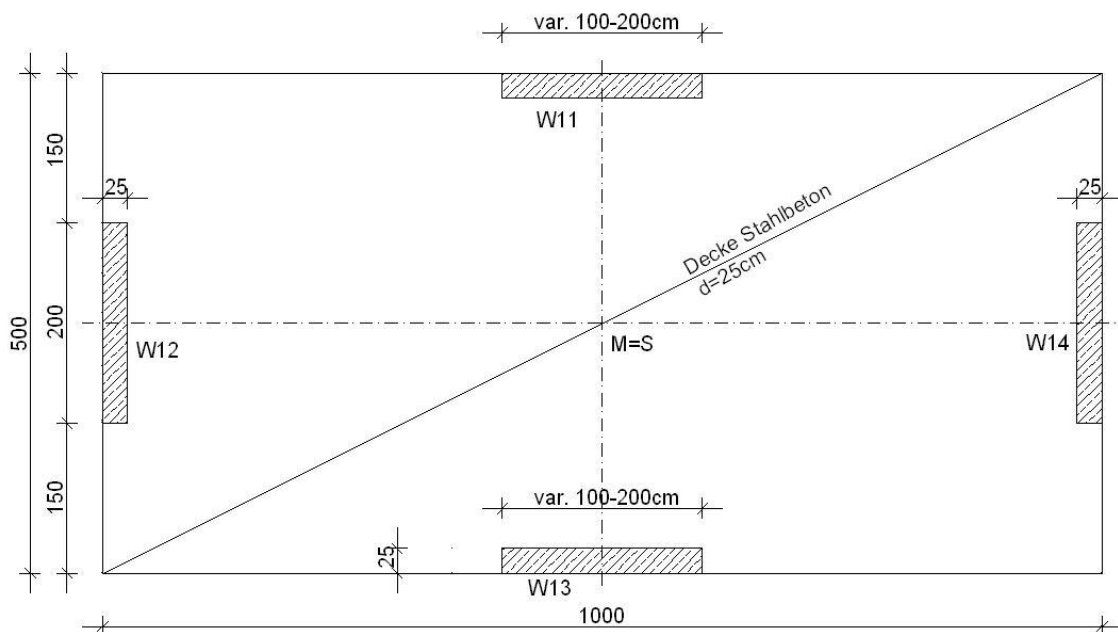


Abbildung 13: Grundriss – Gebäude A

Der Grundriss hat eine rechteckige Form mit den grundsätzlichen Dimensionen von 5,00x10,00 m. Infolge der gewählten Dimensionen und der Situierung der Wände wirkt auf die aussteifende Konstruktion planmäßig keine Torsion. Nichtsdestotrotz wurde die

minimale Exzentrizität in den Berechnungen (die sogenannte zufällige Torsionswirkung) aus den einschlägigen europäischen Normen angesetzt. (vgl. [26])

$$e_{ai} = \pm 0,05 * L_i \quad (18)$$

In der vorliegenden Formel bezeichnet L_i die Gebäudemaße senkrecht zur Erdbebenrichtung und e_{ai} die zufällige Ausmitte von der rechnerischen Nulllage jeweils im Geschoß „i“. (vgl. [26])

Die aussteifenden Elemente sind durch eine schlaff bewehrte Stahlbetondecke verbunden, welche als sogenannte „rigid diaphragm“ (entspricht einer unendlichen Steifigkeit in der Ebene) modelliert wurde. Hierbei werden die abhängigen Knoten mit einem Primärknoten derart verbunden, dass ihre zueinander relative Position in einer Ebene bleibt. Vorteil einer solchen Modellierung ist, dass ein etwaiger inkorrekt Einfluss der Decke auf Grund des rechnerisch linear-elastische Verhaltens ausgeschlossen wird. Des Weiteren kann die Berechnungsdauer wegen der relativ simplen Modellierung drastisch reduziert werden. Bei einer Vergleichsrechnung mit unterschiedlichen Varianten der Abbildung der Stahlbetondecke konnte gezeigt werden, dass eine Decke der Dicke $d=25$ cm einen verschwindend geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Da die Berechnung für die vorliegende Diplomarbeit daher nur nebensächlichen Charakter hat, wird diese nicht näher ausgeführt. (vgl. [21])

5.4 GEBÄUDE B

Das Gebäude B verfügt ebenfalls im Grundriss über eine doppelsymmetrische Aufteilung der aussteifenden Wände. Im Gegensatz zum Gebäude A wird der Grundriss anhand von fünf anstatt vier Wänden ausgesteift. Die Situierung der Wände ist ähnlich zum Gebäude A, jedoch ist die zusätzliche Wand im Massenmittelpunkt gelegen. (vgl. [21])

Da die Gebäudehöhen und auch die Belastungen der Gebäude A und B ident sind, sind die Grenzen für die Querschnittsdimensionen auch dieselben. Die Wände W11 und W15 können in der Länge variieren und dadurch kann auf den Grundriss die planmäßige Torsion aufgebracht werden. Durch die Variabilität der beiden Wände kann der Einfluss verschieden großer Torsionsmomente auf die Gebäudeduktilität und zulässige maximale Beschleunigung untersucht werden. Auf Grund der graduellen Reduzierung der

Wandlängen verschiebt sich der Steifigkeitsmittelpunkt vom geometrischen Mittelpunkt weg. Somit entfernt sich das Steifigkeitszentrum vom Massenmittelpunkt und wandert in Richtung der Wand W11. Infolgedessen wächst der Hebel für die Trägheitskräfte an und ein höheres Torsionsmoment wirkt auf die Struktur. Im Rahmen der Parameterstudie wurde zuerst die Länge der Wand W11 und anschließend der Wand W15 reduziert. Die restlichen Wände wurden mit einer konstanten Dimension von $l=2,00$ m bzw. einer Breite von 25 cm modelliert, um einen schwer zu quantifizierenden Einfluss der Veränderung dieser Wände ausschließen zu können. (vgl. [21])

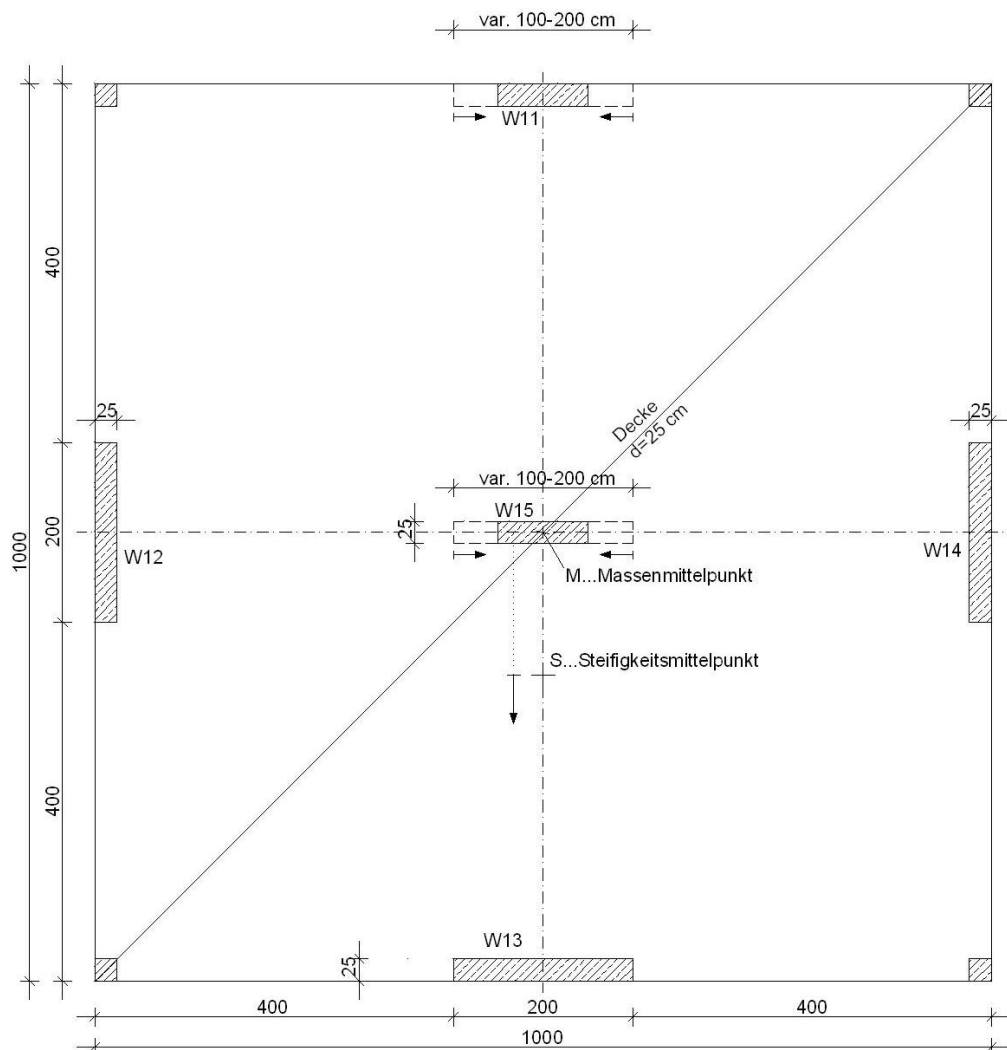


Abbildung 14: Grundriss – Gebäude B

Im Gegensatz zum Grundriss A wurde auch die wesentliche Dimension der Decke von $5,00 \times 10,00$ m auf $10,00 \times 10,00$ m geändert, um das theoretisch maximal mögliche Torsionsmoment und demnach die zu untersuchende Größenordnung zu vergrößern.

5.5 VERWENDETE MATERIALIEN

Alle Materialparameter wurden aus den einschlägigen europäischen Normen im Besonderen der EN 1992-1 sowie dem nationalen Anhang entnommen. Als untere Grenze wurde die Mindestanforderung aus der EN 1998-1 für ein Bauwerk der Duktilitätsklasse DCM verwendet, um eine ausreichende Duktilität zu gewährleisten. Aus diesem Grund wurde ein Beton mindestens der Güte C16/20 und für den Bewehrungsstahl die Klasse B herangezogen. (vgl. [21])

Die Berechnungen wurden mit den Mittelwerten der angesetzten Materialien durchgeführt, wie in der EN 1998-1 gefordert. Dies ist bei Neubauten erfüllt, falls die charakteristischen Werte der einschlägigen Materialnormen, im vorliegenden Fall der EN 1992-1 bzw. dem entsprechenden nationalen Anhang, zur Berechnung herangezogen werden. (vgl. [26]; [21])

5.5.1 Beton

Um die Einflüsse der verschiedenen Betongüten auf die Kapazität des Gebäudes zu untersuchen, wurden diverse Materialparameter aus der EN 1992-1 herangezogen. Als Beton mit der geringsten Festigkeit wurde die Güte C25/30 verwendet, welche in Österreich bzw. Europa häufig in Gebrauch ist. Als maximale Festigkeit wurde ein C70/85 verwendet, da nach derzeitigem Kenntnisstand des Autors kaum ein höherwertiger Beton in situ verbaut wurde und damit eine höhere Festigkeit baupraktisch nur in sehr geringem Maße von Relevanz erscheint. (vgl. [21])

Tabelle 3: Materialparameter Beton aus EN bzw. B 1998-1 (vgl. [26], [27])

Betongüte	f_{ck}	f_{ctm}	ϵ_{cu1}
	[N/mm ²]	[N7mm ²]	[‰]
C25/30	25	2,6	3,5
C35/45	35	3,2	3,5
C40/50	40	3,5	3,5
C50/60	50	4,1	3,5
C60/75	60	4,4	3,0
C70/85	70	4,6	2,8

Die genauen Werte sind in der Tabelle 3 aufgelistet, welche aus der EN 1992-1 entnommen wurden.

5.5.2 Bewehrungsstahl

Als Bewehrungsstahl wurde Stahl der Güte Bst 550B bzw. Bst 550C verwendet. Die einschlägigen Werte, wie etwa die Festigkeit von $f_{yk}=550 \text{ N/mm}^2$ und die Streckgrenze von $\epsilon_{uk}=50\text{‰}$ bzw. $\epsilon_{uk}=75\text{‰}$ wurde dem EN 1992-1 und auch dem nationalen Anhang B 1992-1 entnommen. (vgl. [21]; [27]; [26])

In der Tabelle 4 sind die wesentlichen Materialparameter der Bewehrung angeführt und zusätzlich die notwendigen Parameter für das bilineare Materialmodell, welches in der Berechnung verwendet wurde.

Tabelle 4: Materialparameter Bewehrung aus Ö-Norm B 1998-1 (vgl. [26])

Bewehrung E	f_y	f_u	ϵ_{uk}	E_{sp}	μ	
Bst550	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[]	
A	200.000	550	577,50	0,025	1235,95506	0,00617978
B	200.000	550	594,00	0,050	931,216931	0,00465608
C	200.000	550	632,50	0,075	1141,86851	0,00570934

5.6 MATERIALMODELLE

Ein besonderes Augenmerk liegt im Rahmen der Berechnung der Pushover-Kurve bei den verwendeten Materialmodellen, da diese die Form der Hystereseschleife und damit der Kapazitätskurve des Bauwerks maßgeblich beeinflussen können. Wesentlich für eine realistische Abbildung des Tragwerks und dessen Verhalten nach Erreichen der elastischen Grenze ist die Modellierung nach Fließeintritt und damit der plastische Bereich der Materialien. (vgl. [21])

Damit die Ergebnisse der Pushover-Berechnung das Verhalten des Tragwerks unter Erdbebenbeanspruchung möglichst realistisch abbilden, wurde das modifizierte Materialmodell nach Mander et al. (vgl. [20]) verwendet. Das vorliegende Modell bildet den nichtlinearen Bereich bei relativ geringem Berechnungsaufwand und einer damit

verbundenen geringen Rechenzeit für die Tragwerksmodelle ausreichend genau ab. Gleichzeitig zeichnet sich das Mander Modell durch die gute Konvergenz und einen dementsprechend stabilen Berechnungsablauf aus. Ebenfalls ein Vorteil bei Verwendung des genannten Modells ist, dass sowohl umschnürter („confined“) als auch nicht umschnürter („unconfined“) Beton mit demselben Modell berechnet werden kann. (vgl. [20]; [21])

Eine der grundlegenden Annahmen beim Mander Modell ist, dass die vorhandene Spannung durch die Umschnürung der horizontalen Bewehrung über den gesamten Spannungs-Dehnungsbereich konstant bleibt. Dies sollte bei den vorliegenden Berechnungen in guter Näherung erfüllt sein. (vgl. [20])

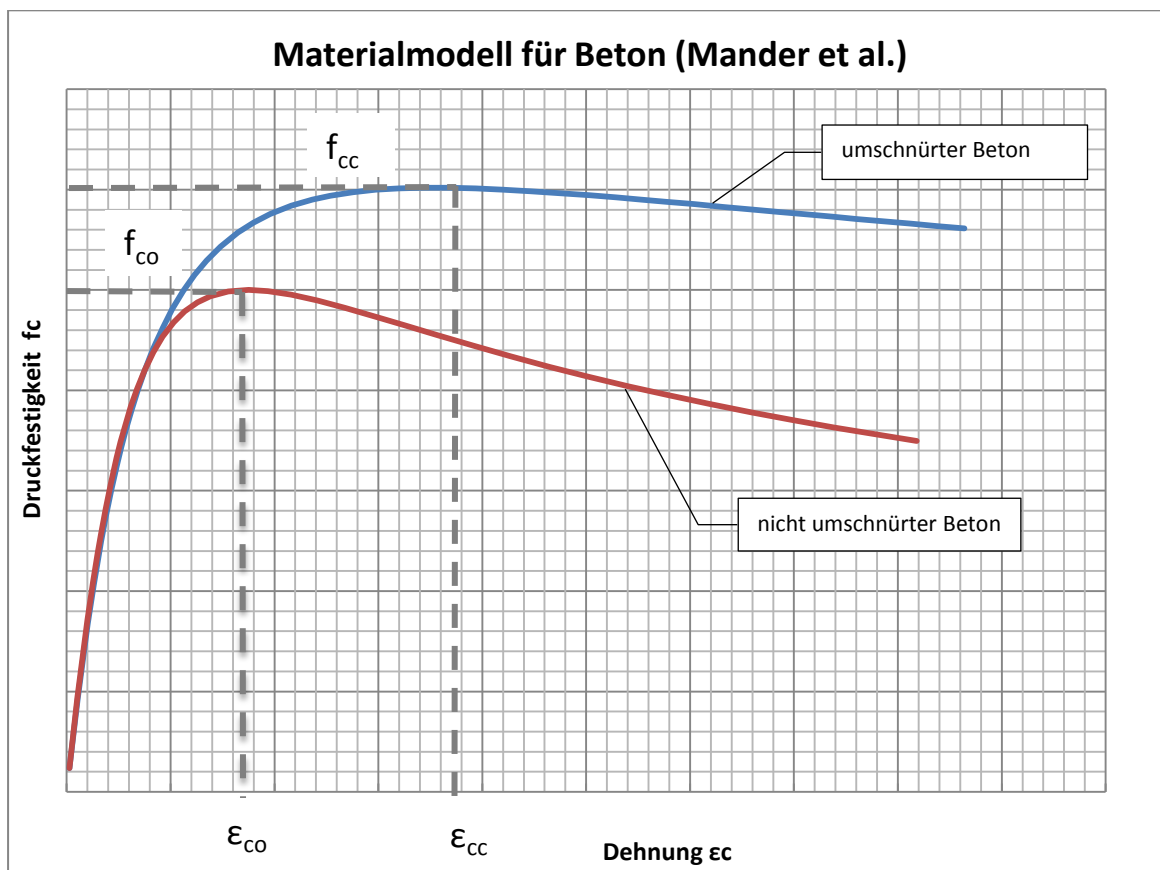


Abbildung 15: Materialmodell für Beton nach Mander – Vergleich für umschnürten und nicht umschnürten Beton aus (vgl. [20])

In Abbildung 15 ist der qualitative Spannungs-Dehnungsverlauf für Beton nach dem Modell nach Mander sowohl für umschnürten als auch für nicht umschnürten Beton dargestellt. (vgl. [20]; [21])

Für die Modellierung der Bewehrung wurde auf das bereits bewährte uniaxiale, bilineare Modell mit kinematischer Zugverfestigung zurückgegriffen (vgl. Abbildung 16). Dieses Modell zeichnet sich sowohl durch die mathematisch simple Formulierung und damit verbundene Stabilität bei numerischen Berechnungen, als auch durch die einfache Handhabung aus, da die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nur anhand einiger Parameter beschrieben wird. Für die Berechnung wurden die Werte, welche im Kapitel Materialparameter Bewehrung bereits erwähnt wurden, verwendet. (vgl. [21]; [26]; [27])

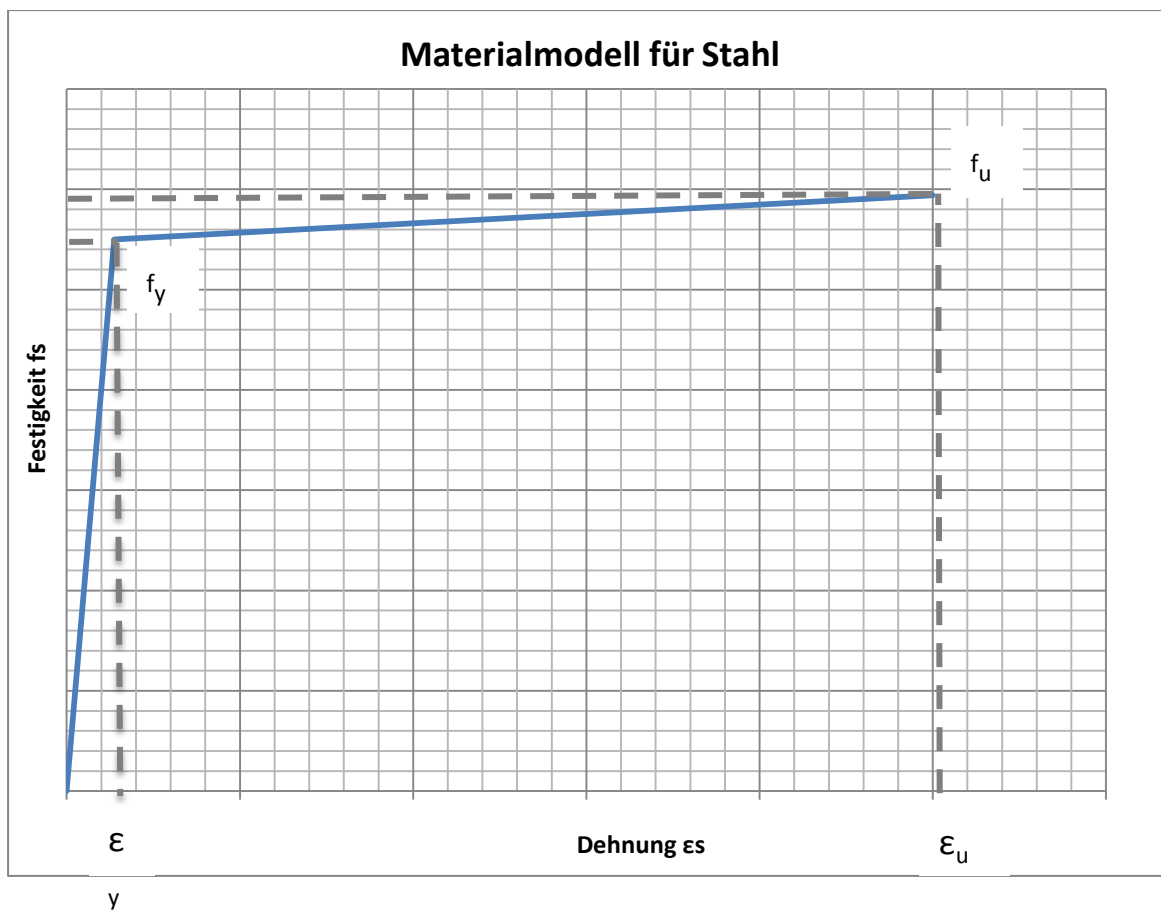


Abbildung 16: Bilineares Materialmodell für Bewehrung (ideal elastisch – ideal plastisch) aus [26], [27]

6 ERGEBNISSE DER PARAMETERSTUDIE

6.1 ERGEBNISSE - EINFLUSS DER LASTVERTEILUNG

Einen wesentlichen Einfluss auf die Pushover-Kurve und damit auf die Ergebnisse der Kapazitätsbemessung hat die Verteilung der Kräfte über die Höhe. Da bei der jeweiligen Berechnung der Pushover-Kurve nur eine Verteilung und damit der Einfluss einer Eigenform berücksichtigt werden kann, führt die falsche Wahl der Lastverteilung zu einer Überschätzung der Tragwerkskapazität. Ebenso kann die Kapazität wegen eines Steifigkeitsabfalls zufolge von Schädigungen während der Erdbebeneinwirkung überschätzt werden. Zudem können, vor allem durch den Einfluss höherer Eigenformen, plastische Mechanismen an Stellen im Tragwerk auftreten, die nicht für eine derartige Beanspruchung ausgelegt sind. Dies kann zur Überbeanspruchung von Tragwerkskomponenten führen und damit zum teilweisen oder kompletten Versagen der Struktur vor Erreichen der rechnerischen Traglast.

In der Literatur geläufig sind verschiedene Verteilungen, welche nachfolgend kurz vorgestellt werden. Relativ simpel in der Anwendung sind Zuweisungen der Last anhand von einfachen geometrischen Formen, wie etwa eine über die Höhe konstante oder auch linear zunehmende Verteilung (vgl. Formel (19)). (vgl. [22])

$$F_i = \frac{h_i}{\sum h_i} * F_b \quad (19)$$

In Formel (19) bezieht sich h_i auf die Geschoßhöhe und folglich $\sum h_i$ auf die Gesamthöhe des Gebäudes.

Ebenfalls werden häufig eigenformproportionale Lastverteilungen verwendet. Die Lasten werden üblicherweise analog zur ersten Eigenform der jeweils betrachteten Richtung aufgeteilt. Dies ist eine sinnvolle Näherung für symmetrische Tragwerke, die eine geringe Anfälligkeit gegenüber torsionalen Einflüssen zeigen. Wie bereits erwähnt sollten allerdings die Einflüsse höherer Eigenformen nicht außer Acht gelassen werden, um die Tragwerksreserven bei einem Erdbeben nicht zu überschätzen. Aus diesem Grund kann

auch die Untersuchung höherer Eigenformen notwendig werden, wenn die Partizipationsfaktoren der jeweiligen Eigenformen entsprechend hoch werden. (vgl. [22])

$$F_i = \frac{\Phi_i}{\sum \Phi_i} * F_b \quad (20)$$

Hierbei steht Φ_i für die i -te Komponente des betrachteten Eigenvektors, bezogen auf das jeweils zugehörige Geschoß und F_b für den gesamten Fundamentschub.

Eine weitere Möglichkeit die Lasten über die Höhe aufzuteilen, bieten massenproportionale Ansätze. Derartige Lastmodelle können jedoch betragsmäßig zu große Anteile der Gesamtlast in den untersten Stockwerken konzentrieren. Aus diesem Grund sollte eine solche Berechnung nur in Kombination mit einer zweiten Lastverteilung verwendet werden. (vgl. [22])

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} * F_b \quad (21)$$

Wie allgemein üblich steht hierbei m_i für die Geschoßmasse und demgemäß $\sum m_i$ für die Gesamtmasse des Gebäudes.

Schlussendlich sollte erwähnt werden, dass massenproportionale und eigenformproportionale Ansätze mittels einer Gewichtung kombiniert werden können (vgl. Formel (22)). Ebenfalls geläufig ist die Kombination von massen- und höhenproportionaler Aufteilung der Lasten (vgl. Formel (23)). (vgl. [22])

$$F_i = \frac{m_i * \Phi_i}{\sum(m_i * \Phi_i)} * F_b \quad (22)$$

$$F_i = \frac{m_i * h_i}{\sum(m_i * h_i)} * F_b \quad (23)$$

6.2 PUSHOVER-KURVEN DER UNTERSCHIEDLICHEN LASTVERTEILUNGEN

Die vorangegangenen Erläuterungen der unterschiedlichen Lastverteilungen führen beim Gebäude A zu den nachfolgenden Faktoren für die Lasten in den verschiedenen Stockwerken (vgl. Tabelle 5).

Tabelle 5: Faktoren für die Lastverteilung (vgl. [21])

	Dreiecksförmige Verteilung	Konstante Verteilung	Massen- und eigenform - proportionale Verteilung	Verteilung analog zur Eigenform 2	Verteilung analog zur Eigenform 17	Verteilung analog zur Eigenform 27
Stockwerk	[]	[]	[]	[]	[]	[]
1.)	0,167	0,333	0,069	0,094	0,356	0,176
2.)	0,333	0,333	0,306	0,317	0,342	-0,368
3.)	0,500	0,333	0,625	0,589	-0,301	0,456

Anhand der angeführten Faktoren sind teilweise deutliche Unterschiede in den Verteilungen erkenntlich. Um die wesentlichen Gegensätze zu verdeutlichen sind die Ansätze im nachfolgenden Diagramm (vgl. Abbildung 17) nochmals grafisch dargestellt. (vgl. [21])

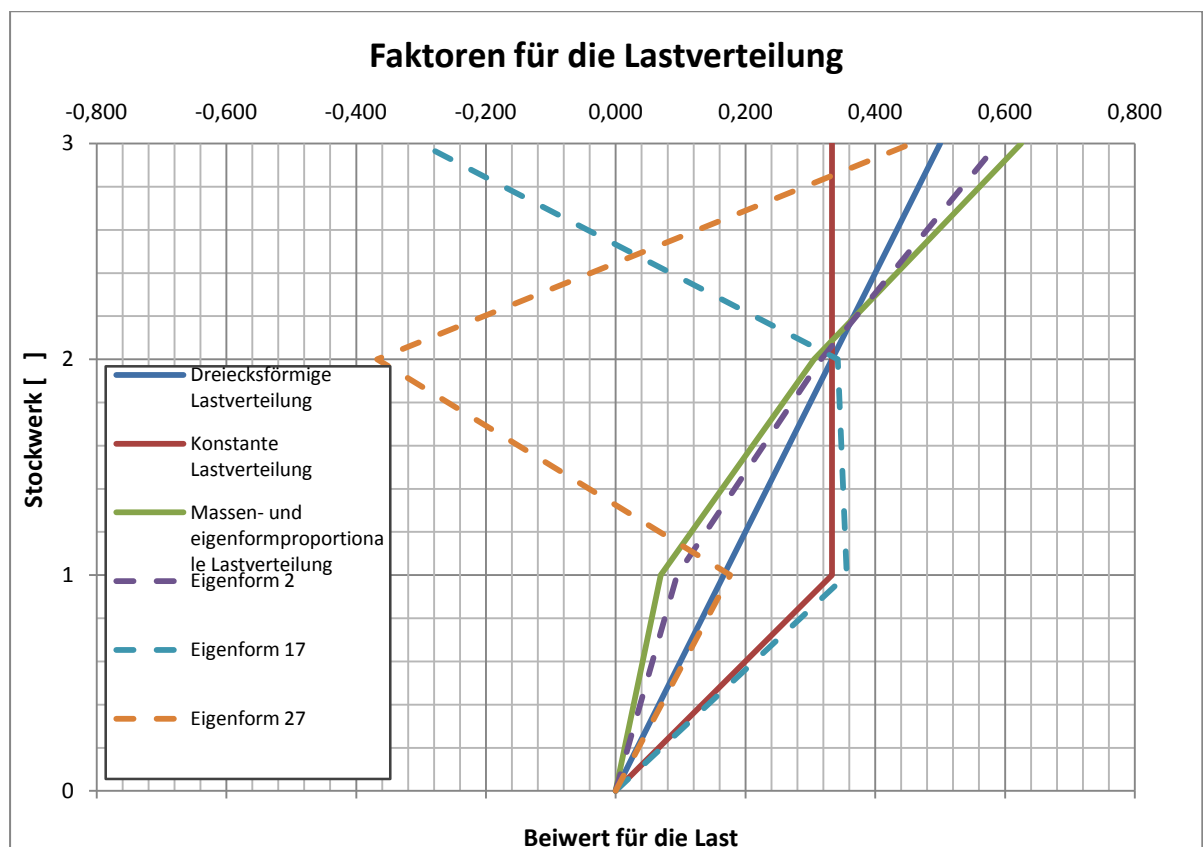


Abbildung 17: Faktoren für die Lastverteilung – grafische Darstellung

Während die dreiecksförmige, die massen- und eigenformproportionale und die Verteilung analog zur Eigenform zwei nahezu idente Faktoren aufweisen, sind die

Verteilungen analog zur Eigenform 17 und 27 von den restlichen Verteilungen grundverschieden. Bei beiden letztgenannten Verteilungen ist eine starke Konzentration der Last im dritten Stockwerk zu beobachten. Aus diesem Grund ist bei diesen Ansätzen ein besonderes Augenmerk auf Versagen in den oberen Stockwerken zu legen. (vgl. [21])

Auffällig ist auch, dass die konstante Verteilung der Last kaum Ähnlichkeiten mit anderen Verteilungen aufweist.

Im nachfolgenden Diagramm (siehe Abbildung 18) sind die Pushover-Kurven der verschiedenen Lastverteilungen für das Gebäude A dargestellt.

Wie im Diagramm klar ersichtlich ist, ergeben die massen- und eigenformproportionale und die Verteilung analog zur Eigenform 2 nahezu dieselbe Pushover-Kurve. Dies ist auf den geringen Unterschied in der Verteilung zurückzuführen. Ebenfalls sehr ähnliche Ergebnisse liefert die Lastverteilung analog zur Eigenform 27. Bei diesem Ansatz ist ein Versagen des Gebäudes im Erdgeschoss aufgetreten. Dies entspricht dem plastischen Mechanismus, der mit der massen- und eigenformproportionalen und der Verteilung analog zur Eigenform 2 beobachtet wurde. (vgl. [21])

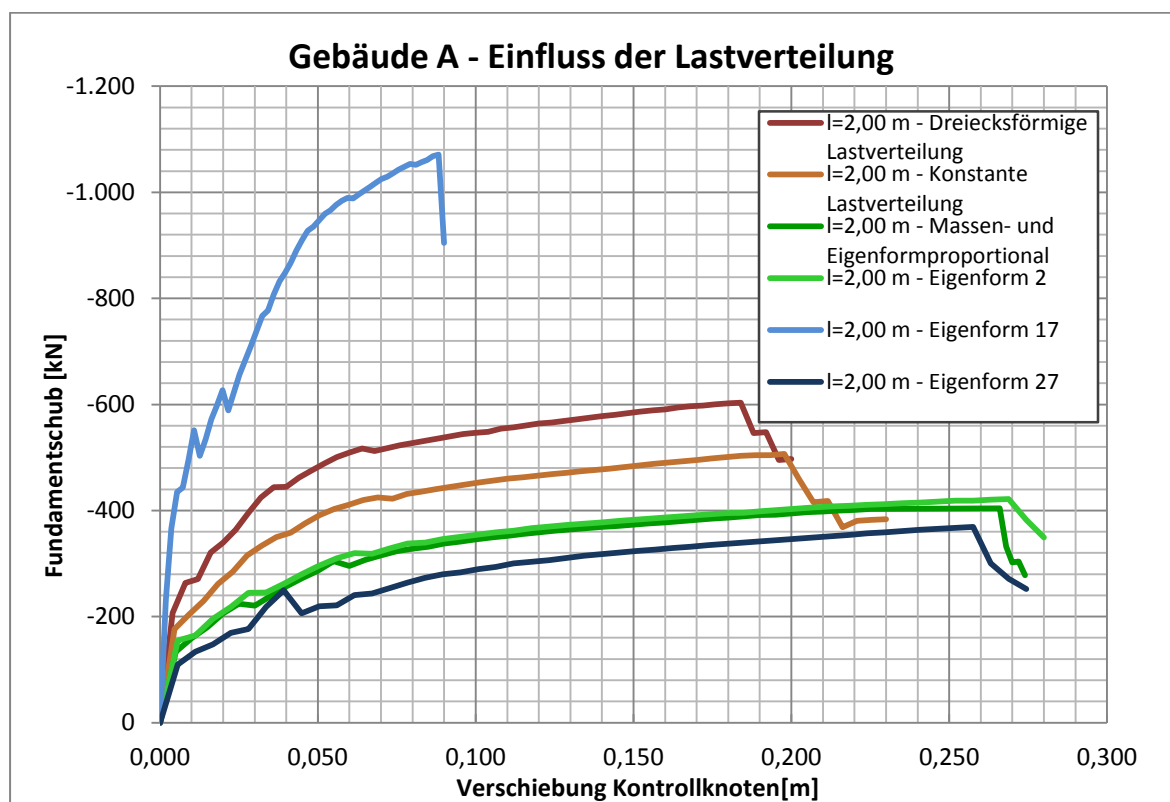


Abbildung 18: Pushover-Kurven unterschiedlicher Lastverteilungen (vgl. [21])

Die dreiecksförmige und die konstante Verteilung ergeben ähnliche Formen der Pushover-Kurven. Beide ergeben zwar einen deutlich höheren Fundamentschub, allerdings ist die maximale Verschiebung des Kontrollknotens deutlich reduziert. Damit kann das Gebäude zwar größere Kräfte aufnehmen, aber im Gegenzug geringere maximale Verschiebung. (vgl. [21])

Deutlich von den restlichen Pushover-Kurven weicht das Ergebnis, welches anhand der Eigenform 17 erhalten wurde, ab. Im Gegensatz zu den bereits beschriebenen Lastansätzen führt diese zu einem Versagen der Wand im obersten Drittel. Dies kann einerseits auf eine Konzentration der Belastung im obersten Geschoß und andererseits auf die entgegengesetzt gerichtete Belastung in den unteren Geschossen zurückgeführt werden. (vgl. [21])

Auf Grund des geringen Partizipationsfaktors der Eigenform 27 kann ein derartiges Versagen beim Lastfall Erdbeben jedoch weitgehend ausgeschlossen werden (vgl. [21]).

In der EN 1998-1 wird bei einer nichtlinearen statischen Untersuchung gefordert, dass mindestens zwei unterschiedliche Lastverteilungen untersucht werden. Vorgeschrieben wird die Untersuchung einer „gleichmäßigen“ Verteilung der Horizontallasten über die Höhe, sowie eine „modale“ Verteilung der Lasten. Diese Forderung erscheint für relativ symmetrische Gebäude ausreichend. Für unsymmetrische bzw. im Aufriss unregelmäßige Gebäude sind allerdings weiterführende Untersuchungen notwendig, um lokale Versagensmechanismen zu identifizieren bzw. ausschließen zu können. (vgl. [21]; [26])

Überdies wird durch die Norm festgelegt, dass die horizontalen Kräfte in den Massenmittelpunkten unter Berücksichtigung der Mindestexzentrizität angreifend modelliert werden (vgl. [26]).

Tabelle 6: Ergebnisse der Kapazitätsbemessung (nach [21])

Lastvektor	μ	Abweichung	$a_{g,max}$
	-	%	m/s ²
Dreiecksförmige Lastverteilung	2,143	-	3,83
Massenproportionale Lastverteilung	2,100	2,0	3,81
Verteilung proportional zur Eigenform 2	2,014	6,0	3,67
Verteilung proportional zur Eigenform 17	1,405	34,4	2,77
Verteilung proportional zur Eigenform 27	1,937	10,6	3,39

In der Tabelle 6 sind die wichtigsten Ergebnisse der Kapazitätsbemessung dargestellt. Wie man erkennen kann, ergeben die dreiecksförmige, die massenproportionale und die Lastverteilung analog zur Eigenform 2 sehr ähnliche Werte für die Duktilität. Obwohl die Pushover-Kurven sich unterscheiden, stimmen die Ergebnisse weitgehend überein, da zwar die maximale Tragfähigkeit abnimmt aber im Gegenzug die maximale Verformung zunimmt. Aus diesem Grund ergeben die genannten Verteilungen trotz der leichten Unterschiede vergleichbare Ergebnisse. Diese trifft sowohl für die Duktilität, als auch für die maximal zulässige Beschleunigung zu. Im Rahmen der baustatischen Genauigkeit bei einer nichtlinearen Untersuchung können daher die Ergebnisse als gleichwertig angesehen werden. (vgl. [21])

Im Gegensatz hierzu ergeben die Verteilungen analog zu den höheren Eigenwerten teilweise deutlich divergierende Ergebnisse. Während die Verteilung entsprechend der Eigenform 27 mit einer Abweichung bei der Duktilität von 10,6 % noch geringe Unterschiede aufweist, fallen die Ergebnisse mit der Verteilung analog zur Eigenform 17 deutlich aus dem Rahmen. Dies kann, wie bereits erläutert, auf einen Versagensmechanismus im obersten Geschoß zurückgeführt werden. Auf Grund der geringen aktivierten Masse der Eigenform 27 kann eine derartige Versagensform jedoch ausgeschlossen werden. Daher ist es möglich für das Gebäude A eine untere Grenze der Duktilität von ca. 2,0 festzustellen, was zu einem Verhaltensbeiwert von $q=1,73$ oder höher führt. Dieser Wert liegt deutlich höher als der üblicherweise bei einer Antwortspektren-Berechnung angewandten Verhaltensbeiwert von $q=1,50$. Daraus ergibt sich ein Einsparungspotential von ca. 15 %. (vgl. [21])

6.3 EINFLUSS DER GEOMETRIE

Einen erheblichen Einfluss auf die Pushover-Kurve hat naturgemäß die Biegesteifigkeit der aussteifenden Bauteile. Selbige hängt im Wesentlichen von der Geometrie, also den Abmessungen der Aussteifungselemente, und auch von der vorhandenen Bewehrung ab. Ebenfalls hat die Geometrie einen Einfluss auf die maximale Verformung, was die Bemessungsergebnisse bedeutend verändern kann.

Aus diesem Grund wurde die Geometrie der aussteifenden Wände variiert und auch in weiterer Folge die Art, Anzahl und Verteilung der Bewehrung. Somit können die wesentlichen Systemparameter und deren Einflüsse auf die Ergebnisse quantifiziert werden.

Beim Gebäude A wurden die beiden Wände W11 und W13 in der Länge variiert. Wie bereits erwähnt (siehe Kap. 5.3) wurde die Länge von 1,00 m bis auf 2,00 m in Schritten von 20 cm erhöht. Der untere Wert wurde so gewählt, dass eine Abgrenzung zu einem Rahmentragwerk gewährleistet werden kann. Überdies wurde die maximale Länge so festgelegt, dass ein Schubversagen, welches mit der Berechnung als Stabtragwerk nicht realitätsgetreu abgebildet werden kann, ausgeschlossen wird. (vgl. [21])

6.3.1 Ergebnisse für Gebäude A

Im nachfolgenden Diagramm (siehe Abbildung 19) sind die Pushover-Kurven für unterschiedliche Wandlängen mit einer dreiecksförmigen Lastverteilung dargestellt. Wie leicht ersichtlich ist, reduziert sich die maximal zulässige Belastung mit abnehmender Wandlänge. Im Gegensatz hierzu nimmt die maximal zulässige Verformung mit Abnahme der Wandlänge und damit mit der Reduktion der Biegesteifigkeit zu.

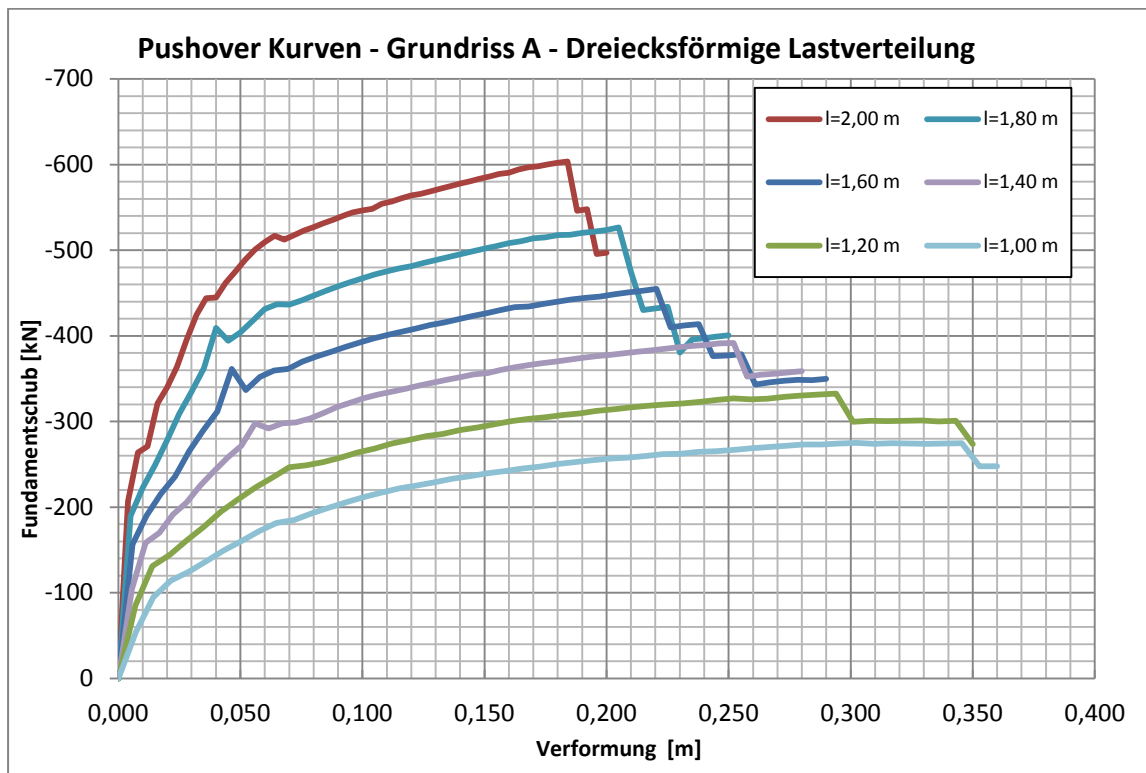


Abbildung 19: Pushover-Kurven Wandlänge variiert – Lastverteilung dreiecksförmig (aus [21])

Ähnliche Ergebnisse liefert eine Lastverteilung analog zur zweiten Eigenform (siehe Abbildung 20). Grundsätzlich zeigen sich dieselben Korrelationen der maximal zulässigen Kraft, Duktilität und Biegesteifigkeit wie bei einer dreiecksförmigen Lastverteilung. Der maximale Fundamentschub ist bei einer Wandlänge von 2,00 m und einer dreiecksförmigen Lastverteilung mit 413 kN deutlich kleiner als die 604 kN bei einer Lastverteilung analog zur zweiten Eigenform. Im Gegensatz zum Fundamentschub sind die maximal zulässigen Verformungen bei einer Wandlänge von 2,00 m mit 22,5 cm deutlich höher als die 18,4 cm bei einer dreiecksförmigen Lastverteilung. (vgl. [21])

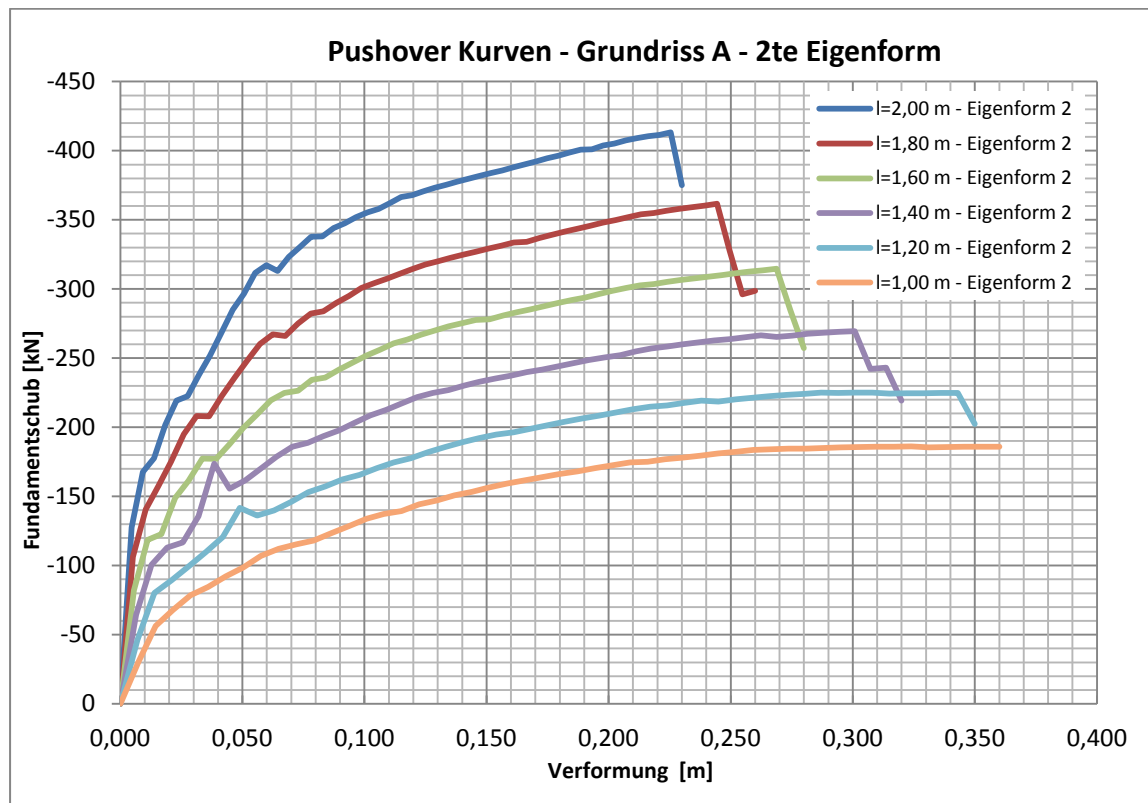


Abbildung 20: Pushover-Kurven Wandlänge variiert – Lastverteilung analog zur zweiten Eigenform

Generell kann festgestellt werden, dass bei sämtlichen untersuchten Wandlängen mit Änderung der Lastverteilung von der dreiecksförmigen zur eigenformproportionalen der Fundamentschub verringert wird. Im Gegensatz hierzu erhöhen sich die maximal zulässigen Verformungen.

Dies kann auch bei den Ergebnissen, welche mittels einer über die Höhe konstanten Lastverteilung berechnet wurden, festgestellt werden. Allerdings liegen, wie in der Abbildung 21 ersichtlich, die Ergebnisse zwischen jenen der zuvor benannten Lastverteilungen. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Lastansatz den maximal zulässigen Fundamentschub und gleichzeitig die maximal zulässige Verschiebung des Kontrollknotens beeinflusst.

Ebenfalls ersichtlich ist, dass bei allen Lastverteilungen der maximal zulässige Fundamentschub mit abnehmender Wandlänge abnimmt und die maximale Verformung zunimmt. Dementsprechend hat die Lastverteilung einen Einfluss auf die Bemessungsergebnisse, jedoch nicht auf die grundsätzlichen Zusammenhänge zwischen Biegesteifigkeit, Verformung und Traglast. Aus diesem Grund sollte bei einer

Kapazitätsbemessung, wie bereits in diversen Publikationen (vgl. z.B.: [12]) beschrieben, nicht auf die notwendigen Toleranzen vergessen werden. (vgl. [21])

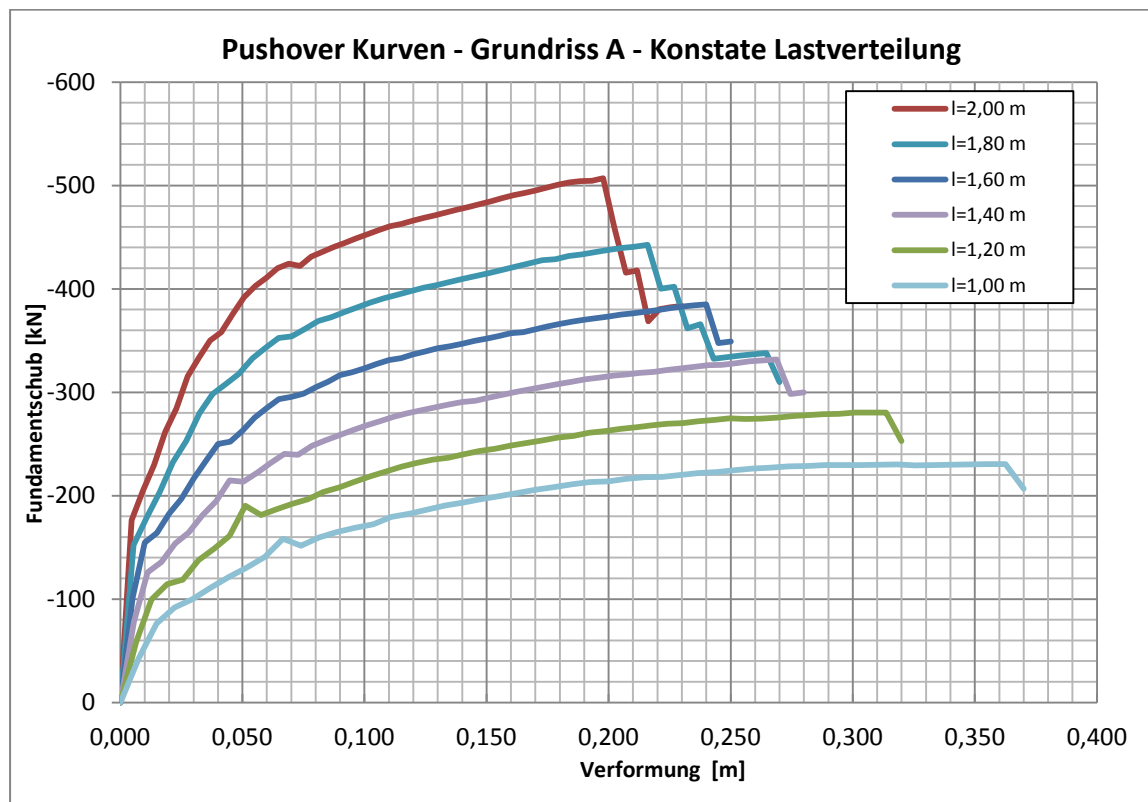


Abbildung 21: Pushover-Kurven Wandlänge variiert – konstante Lastverteilung (aus [21])

In der nachfolgenden Kapazitätsbemessung wird auf Grund der vorangegangenen Ergebnisse und den damit einhergehenden Erkenntnissen auf eine Berechnung mit weiteren Lastverteilungen, als nach EN 1998-1 gefordert, verzichtet. Dies erfolgt auch im Sinne einer besseren Interpretation der Ergebnisse.

Im nachfolgenden Diagramm (siehe Abbildung 22) ist das Verhältnis der Biegesteifigkeit im Zustand II des Gebäudes zur Duktilität dargestellt. Bei der durchgezogenen Linie wurde das Kriterium für die Zielverschiebung berücksichtigt, welches nachfolgend angeführt ist (siehe Formel (24)). Dieses Kriterium wurde in der EN 1998-1 (vgl. [26]) aus zweierlei Gründen eingearbeitet: Einerseits sollten nicht sämtliche plastische Reserven ausgenutzt werden (vgl. [5]) und andererseits konnte festgestellt werden, dass die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen bei der statisch inelastischen Untersuchung unterschätzt werden. Dadurch wurde eine zusätzliche Sicherheit notwendig.

$$d_t \leq \frac{d_m}{1,50} \quad (24)$$

Bei der gepunkteten Linie handelt es sich um die maximale Duktilität ohne Abminderung aus der Berechnung. Wie man erkennen kann, wird die maximale Duktilität linear abgemindert, was darauf schließen lässt, dass das Kriterium bei der Berechnung immer maßgebend war. Ebenfalls kann ein deutlicher Unterschied zwischen der tatsächlichen Duktilität und der bemessungsrelevanten Duktilität festgestellt werden. (vgl. [21])

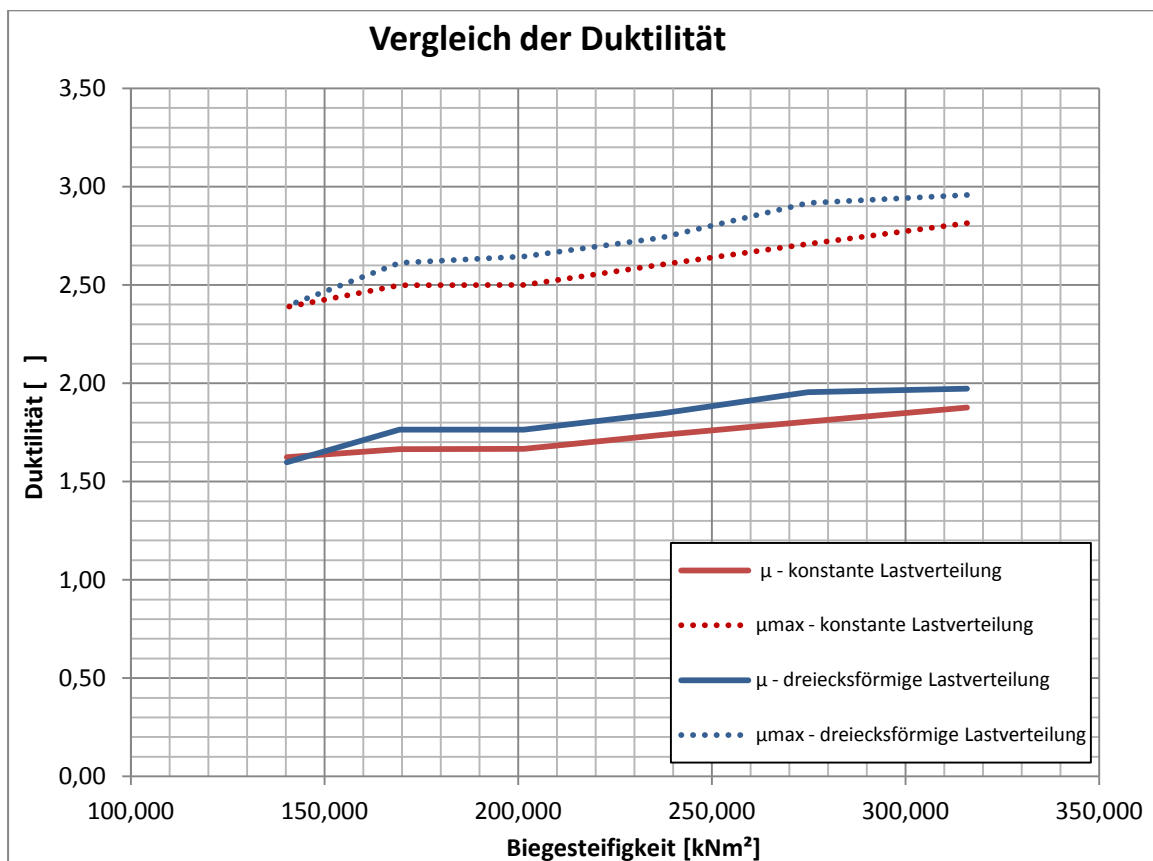


Abbildung 22: Wandlänge – Vergleich der Duktilität mit konstanter und dreiecksförmiger Lastverteilung (aus [21])

Zudem kann den Diagrammen entnommen werden, dass der Einfluss der Biegesteifigkeit und deren Zunahme durch die Vergrößerung der Wandlänge lediglich marginal ist. Wie man im Diagramm sehen kann, führt die Verdoppelung der Biegesteifigkeit zu einer Steigerung der Duktilität von $\mu=1,62$ zu $\mu=1,87$. Somit hat die Verdoppelung der Biegesteifigkeit eine Steigerung der Duktilität um etwa 17% zur Folge. Aus diesem Grund kann festgehalten werden, dass die Steigerung der Biegesteifigkeit über die Wandlänge nur geringe Zuwächse bei der Duktilität erwarten lässt. (vgl. [21])

Zudem kann festgestellt werden, dass der Unterschied der beiden Lastverteilungen gering ist und bei ähnlichem Versagensmechanismus verschiedene Lastverteilungen annähernd gleichwertige Ergebnisse liefern. Auffällig hierbei ist, dass der Unterschied zwischen den Lastverteilungen bei zunehmender Biegesteifigkeit marginal größer wird. Vergleicht man die Ergebnisse der Pushover-Kurven kann festgestellt werden, dass der gesamte Fundamentalschub bei der konstanten Lastverteilung geringfügig niedriger ist, als bei der dreiecksförmigen Lastverteilung. Gleichzeitig ist die Verschiebung geringfügig größer. Trotz dieser Tatsache ist die Duktilität bei der konstanten Lastverteilung etwas geringer, was auf die Idealisierung der beiden Kurven zurückzuführen ist. Auf Grund des etwas größeren zulässigen Weges und der Forderung der Energieäquivalenz bei der bilinearen Idealisierung der Pushover-Kurve ist die ideelle Steifigkeit im elastischen Zustand geringer. Dies wiederum führt zu einer geringeren Duktilität, was zwar unrealistischer ist, aber wegen des geringen Einflusses vernachlässigt werden kann. (vgl. [21])

6.4 EINFLUSS DER MATERIALIEN

Einen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse der Kapazitätsbemessung haben die verwendeten Materialien. Im Rahmen der Diplomarbeit wurden die Güte des Betons und der Bewehrungsgrad der Bewehrung näher untersucht (siehe Kap 6.4.1 auf Seite 48 und Kap 6.4.2 auf Seite 59). Beide Materialparameter können im Rahmen eines Entwurfes leicht beeinflusst werden.

6.4.1 Einfluss der Bewehrung

Im Rahmen der Berechnungen wurde auch die Wirkung der Bewehrung und der Erhöhung dieser untersucht. Um den Einfluss des Bewehrungsgehalts auf die Ergebnisse der Pushover-Untersuchung respektive der Bemessung mittels N2-Methode zu quantifizieren, wurde in den Wänden W11 und W13 die Bewehrung schrittweise von $d=10\text{ mm}/20\text{ cm}$ auf $d=26\text{ mm}/20\text{ cm}$ erhöht. Die Steigerung der Bewehrung erfolgte mit den in Österreich erhältlichen Bewehrungsdurchmessern. Der Bewehrungsgehalt wurde bei beiden Wänden gleichermaßen erhöht, um den Einfluss der Torsion nicht zu vergrößern. Wie in einer gesonderten Untersuchung gezeigt wird, hat die Torsion erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse. Infolgedessen würde bei asymmetrischer Erhöhung der Bewehrung die Interpretierbarkeit der Resultate eingeschränkt werden. (vgl. [21])

Des Weiteren wurde die Studie beim Gebäude A (Skizze siehe Abbildung 13 auf Seite 30) anhand von verschiedenen Wandlängen der Wände W11 und W13 durchgeführt, um die Ergebnisse der Steigerung des Bewehrungsgehaltes besser bewerten zu können. Überdies kann dadurch eine gewisse Sicherheit in den Ergebnissen gewährleistet werden. (vgl. [21])

Wie in Abbildung 23 und in Abbildung 24 ersichtlich, sind die Pushover-Kurven in ihrer Form ähnlich und unterscheiden sich lediglich in der maximalen Verformung und dem maximalen Fundamentschub. Außerdem kann aufgezeigt werden, dass sich die anfängliche Steifigkeit nicht unterscheidet, was a priori zu erwarten war. Demzufolge kann zusammenfassend festgehalten werden, dass eine Erhöhung der Bewehrung zu einer Erhöhung der maximal zulässigen Verformung und des zulässigen Fundamentschubs führt. Demnach sollte die Bewehrung die Duktilität stetig erhöhen und subsequent zu einer kontinuierlichen Steigerung der maximal zulässigen Beschleunigung führen. (vgl. [21])

Ferner ist ersichtlich, dass die Steigung und damit die Steifigkeit im gerissenen Zustand bei der kürzeren Wandlänge größer ist. Dies und die Tatsache, dass der maximal zulässige Fundamentschub bei der Wandlänge von 2,00 m proportional stärker ansteigt, lassen einen Rückschluss auf die Effektivität der Bewehrungssteigerung zu. Augenscheinlich kann bei längeren Wänden durch die Steigerung der Bewehrung der zulässige Fundamentschub proportional stärker gesteigert werden als bei kürzeren Wänden. Im Gegenzug hierzu kann ein deutlich ausgeprägter Einfluss der Steigerung bei der maximal zulässigen Verformung von kurzen Wänden beobachtet werden. (vgl. [21])

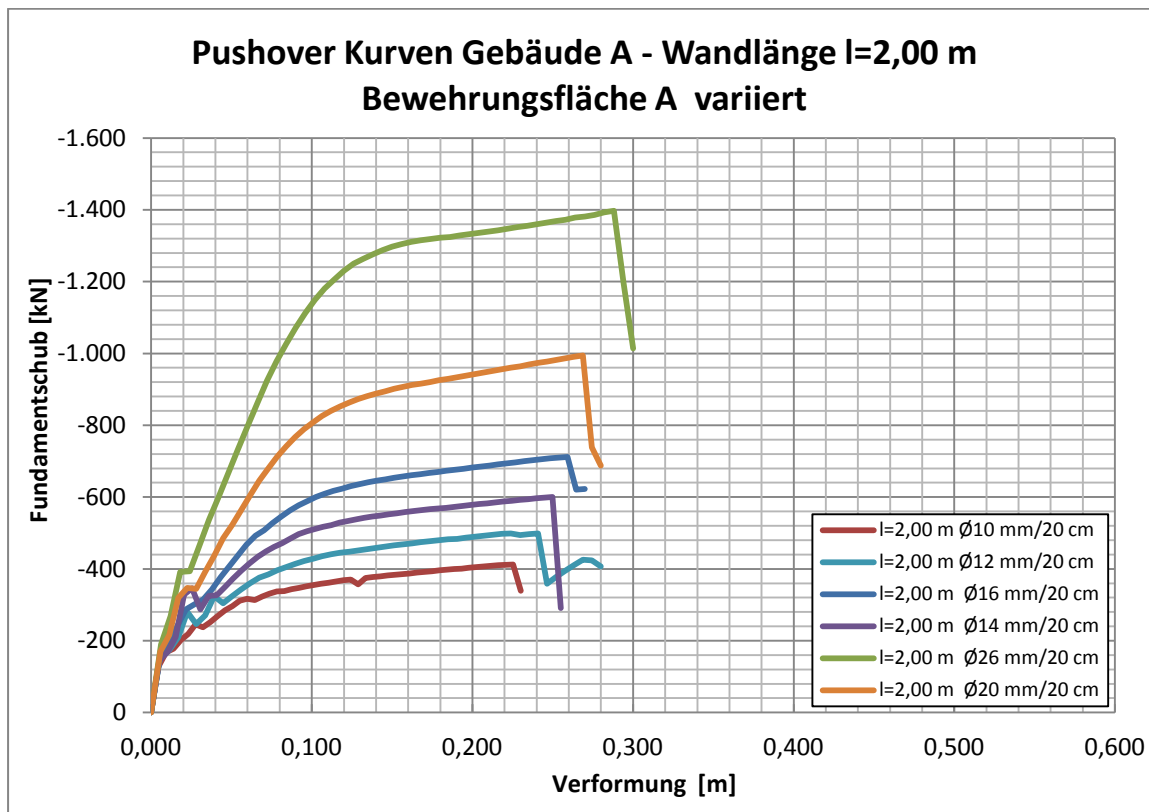


Abbildung 23: Pushover-Kurven für die Wandlänge l=2,00 m

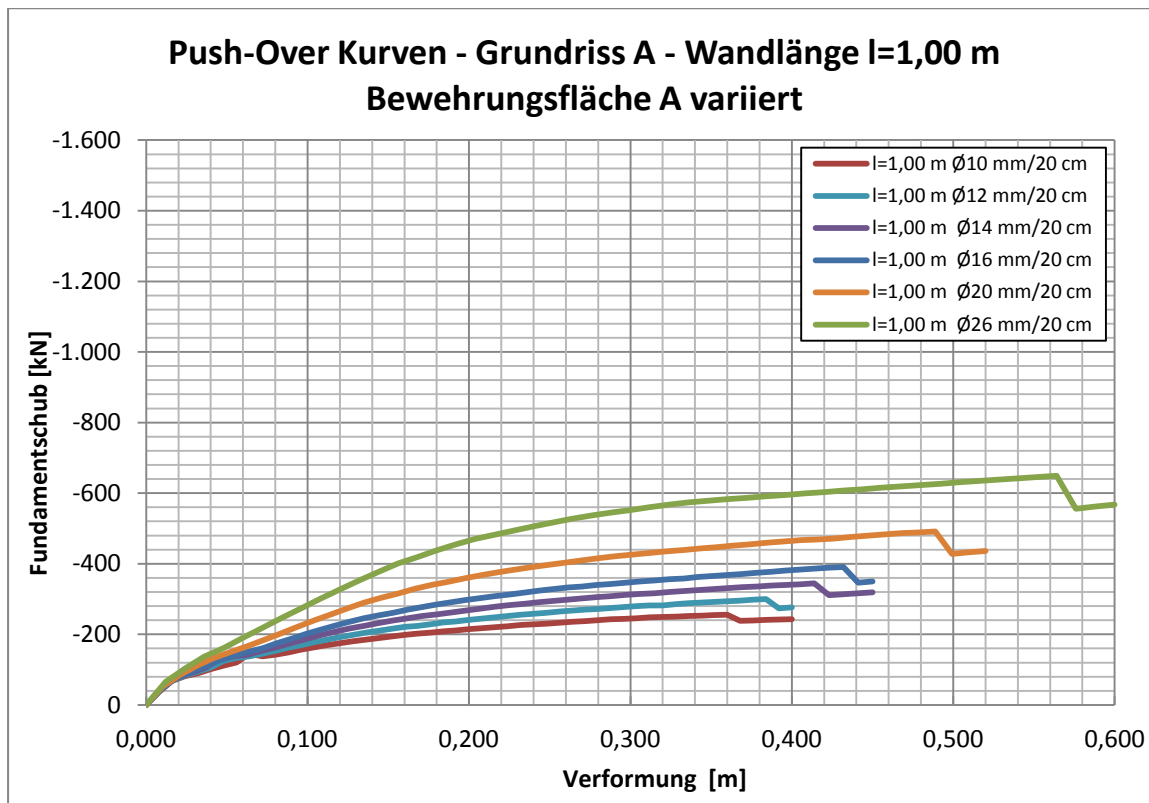


Abbildung 24: Pushover-Kurven für die Wandlänge l=1,00 m

An dieser Stelle sei angemerkt, dass auf die Darstellung der Pushover-Kurven (vgl. Abbildung 23 und Abbildung 24) mit Wandlängen zwischen 1,00 m und 2,00 m verzichtet wurde, um eine übersichtliche Interpretation der Ergebnisse mithilfe eines direkten Vergleichs der beiden Diagramme zu ermöglichen.

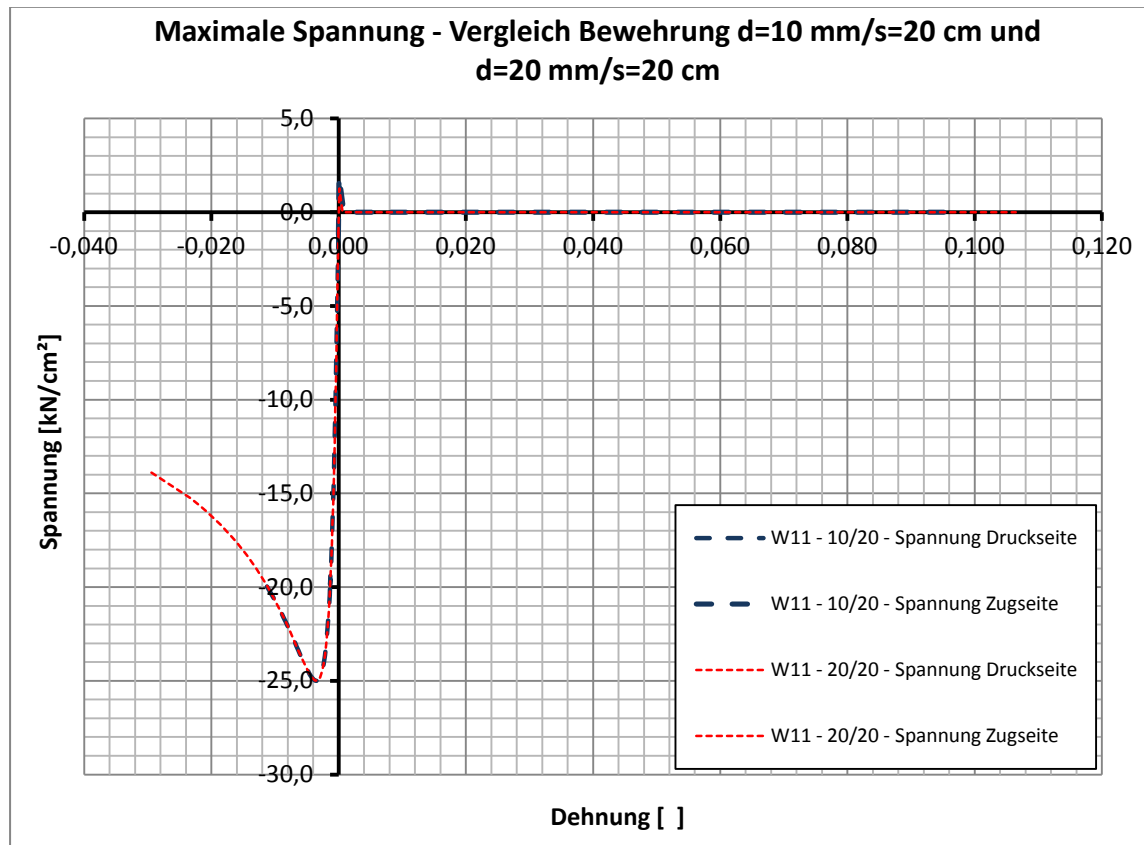


Abbildung 25: Spannung an der Druckseite und Zugseite der Wand W11 mit Bewehrung $d=10\text{ mm}/20\text{ cm}$ und $d=20\text{ mm}/20\text{ cm}$

In Abbildung 25 sind die Spannungen für die Wand W11 am äußersten Druck- bzw. Zugrand für die Bewehrung $d=10\text{ mm}$ in einem Abstand von $s=20\text{ cm}$ beziehungsweise für die Bewehrung $d=20\text{ mm}$ in einem Abstand von $s=20\text{ cm}$ dargestellt. Betrachtet man den Zugrand so stellt man fest, dass die Mitwirkung des Betons auf Zug relativ gering ist und dadurch die Ergebnisse nur unwesentlich beeinflussen werden können. Der Druckrand wird bei einer höheren Bewehrung allerdings deutlich mehr beansprucht. Ebenso ist es ersichtlich, dass der Beton über die zulässige charakteristische Spannung beansprucht wird. Der Betonquerschnitt wird dementsprechend bei beiden Untersuchungen plastisch beansprucht. Der stärker bewehrte Querschnitt wird allerdings weiter im plastischen Bereich belastet. Nichtsdestotrotz weist der Querschnitt mit dem höheren Bewehrungsgrad ein Zugversagen auf.

In Abbildung 26 sind die maximalen Verformungen vor Eintreten eines lokalen oder gänzlichen Versagens des Gebäudes dem Bewehrungsgrad gegenübergestellt. Für die angeführten Längen der Wände W11 und W13 von $l=1,00$ m bis $l=2,00$ m wurden die Bewehrung bei nahezu gleichbleibenden Abstand von $s=20$ cm von $d=10$ mm auf $d=26$ mm gesteigert. (vgl. [21])

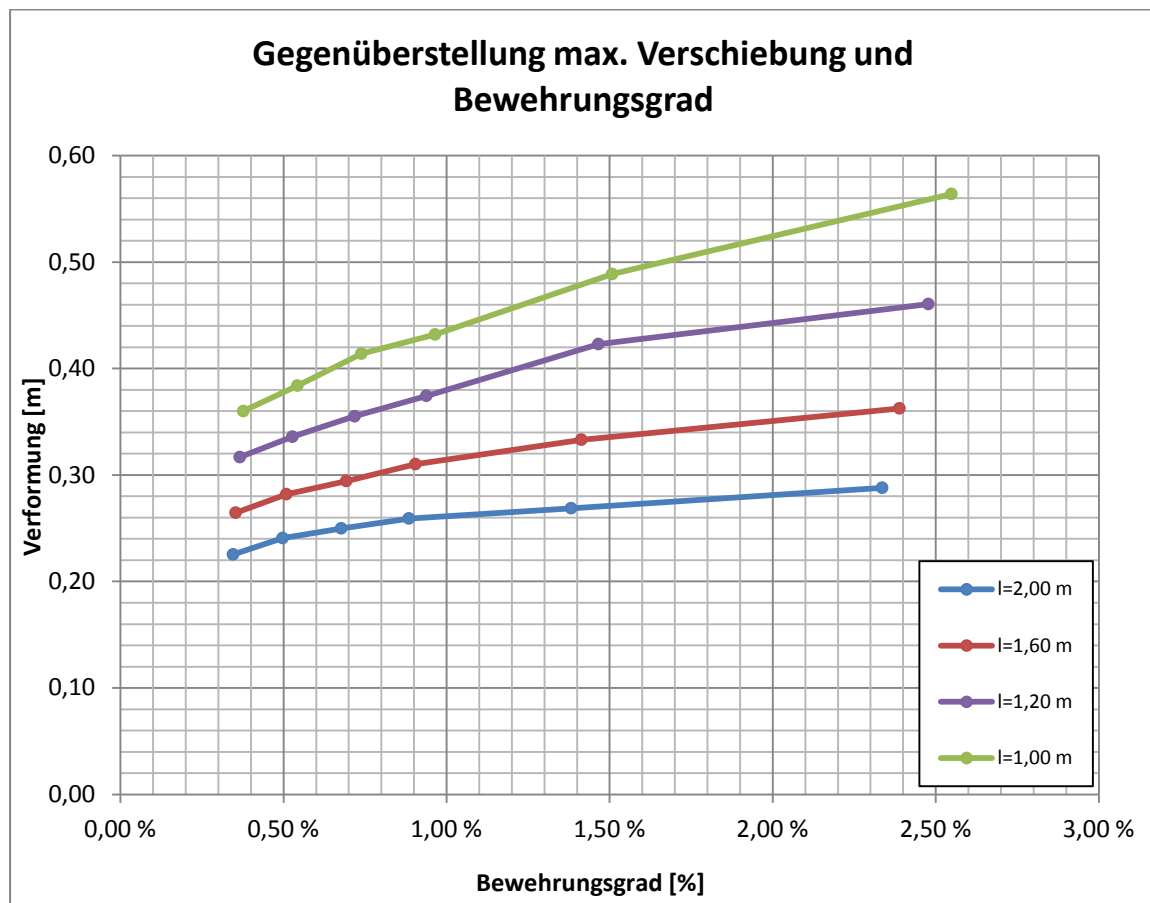


Abbildung 26: Gegenüberstellung Bewehrungsgrad zur maximalen Verformung bei Wandlängen $l=1,00$ m bis $l=2,00$ m

Die maximal zulässigen Verformungen nehmen bei zunehmender Wandlänge ab, was auf die Zunahme der Steifigkeit zurückzuführen ist. De facto kann beim geringsten betrachteten Bewehrungsgrad ein Unterschied in der Verformung von 70 % zwischen der Länge $l=2,00$ m und der Länge $l=1,00$ m der Wände festgestellt werden. Betrachtet man die Zunahme der maximal zulässigen Verformung, so ist ein nahezu linearer Anstieg ersichtlich. In Bereichen geringer Bewehrungsgrade ist eine stärkere Erhöhung erkennbar, was Rückschlüsse auf einen größeren Einfluss der Zunahme der Bewehrungsmenge schließen lässt. Anhand der Berechnungsergebnisse ist somit ein größerer Einfluss der Bewehrung bei kürzeren Wänden erkennbar. Dies wiederum lässt den Rückschluss zu,

dass die maximal zulässige horizontale Verformung bei Gebäuden mit kürzeren Aussteifungswänden leichter beeinflusst werden kann. Ebenso kann festgehalten werden, dass die Erhöhung der Bewehrung bei geringeren Biegesteifigkeiten einen größeren Einfluss hat. Die gleiche Folgerung lässt sich durch den Unterschied zwischen der maximalen Verformung beim geringsten Bewehrungsgrad und dem größten betrachteten Bewehrungsgrad bzw. der Steigung der gedachten Gerade zwischen den beiden Punkten schließen. Insgesamt erhöht sich die Steigung bei Abnahme der Wandlänge (Reduktion der Biegesteifigkeit). (vgl. [21])

Betrachtet man das Diagramm als Ganzes so kann festgestellt werden, dass die maximalen Verformungen der einzelnen Wandlängen sich zueinander gleichlaufend verhalten. Überdies verhält sich die Verformung zur Länge der Wand indirekt und zur enthaltenen Bewehrung direkt proportional. Folglich kann ein plausibles in sich kohärentes Verhalten konstatiert werden.

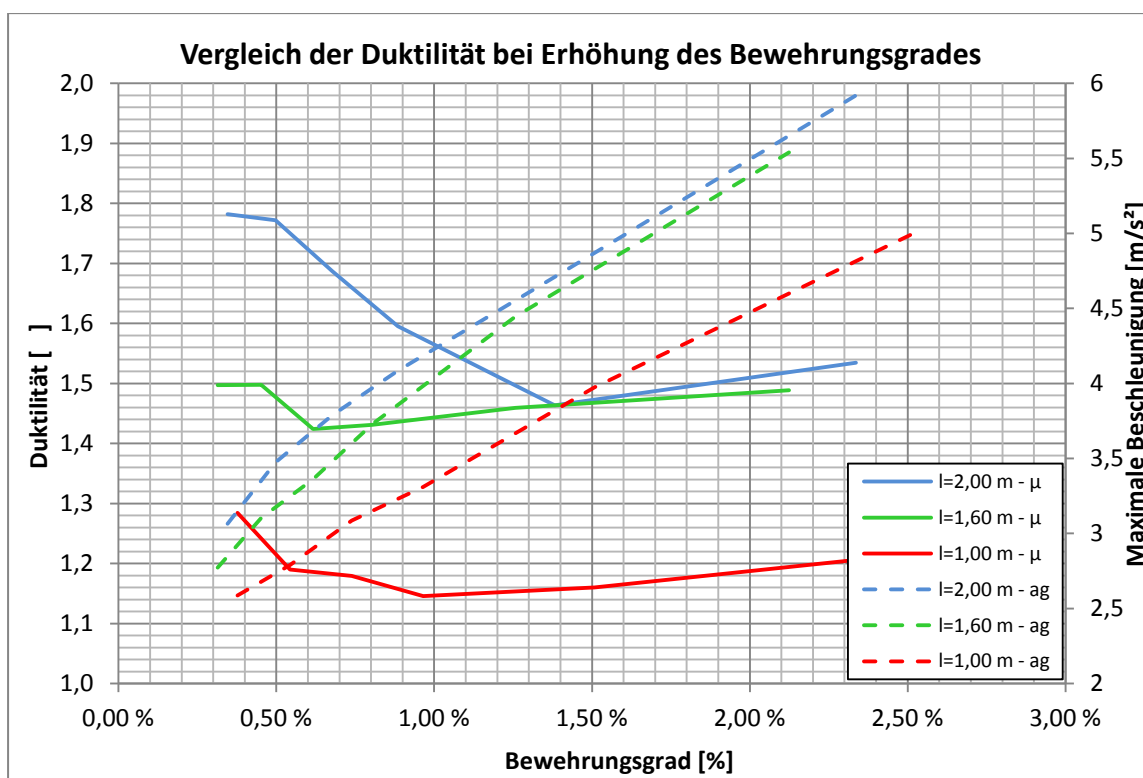


Abbildung 27: Gegenüberstellung der Duktilität und der maximal zulässigen Beschleunigung zum Bewehrungsgrad (aus [21])

In Abbildung 27 sind die wichtigsten Ergebnisse der Berechnungen bei Steigerung der Bewehrung dargestellt. Die im Diagramm links dargestellte Ordinate ist die errechnete

Duktilität, wobei die zugehörigen Ergebnisse mit einem durchgehenden Strich dargestellt sind.

Die rechte Ordinate und die dazugehörigen strichlierten Ergebnisse zeigen die maximal zulässige Beschleunigung für das Gebäude A an. Alle Ergebnisse sind im Diagramm dem Bewehrungsgrad gegenübergestellt (siehe Abbildung 27).

Wie in Abbildung 27 ersichtlich, ist bei allen Wandlängen ein deutlicher Abfall der Duktilität bei geringen Bewehrungsgraden feststellbar. Der Abfall in der Duktilität ist umso ausgeprägter je länger die Wand und dementsprechend je größer die Biegesteifigkeit im Ausgangszustand ist. Bei weiterer Steigerung des Bewehrungsgrades kann man bei allen Wandlängen ebenfalls eine leichte Erhöhung der Duktilität feststellen. (vgl. [21])

Im Gegensatz zur Duktilität kann eine direkte Korrelation bei der maximal zulässigen Beschleunigung festgestellt werden, da sich lt. Diagramm der Bewehrungsgrad direkt proportional zur zulässigen maximalen Beschleunigung verhält. Folglich kann festgehalten werden, dass durch die Steigerung des Bewehrungsgrades die maximal zulässige Beschleunigung direkt erhöht werden kann. Ebenfalls ersichtlich ist, dass die zulässige Beschleunigung für das Tragwerk bei gleichbleibender Wandlänge nahezu verdoppelt werden kann. Allerdings sollte auch erwähnt werden, dass die Verdoppelung der zulässigen Beschleunigung mit einer deutlichen Steigerung der Bewehrung einhergeht. Im betrachteten Fall muss der Bewehrungsgehalt von $\sim\rho=0,005$ auf $\sim\rho=0,025$ gesteigert werden, was einer Verfünffachung der Bewehrung entspricht. Bei einer wirtschaftlichen Planung eines Stahlbetongebäudes sollte von der Verwendung derartig hoher Bewehrungsgrade Abstand genommen werden und gegebenenfalls die Steigerung der Bewehrung mit einer Anpassung der Geometrie über die Abmessungen des Querschnitts kombiniert werden, da eine Erhöhung der Betonmasse deutlich geringeren monetären Einsatz erfordert. (vgl. [21])

Des Weiteren wird an dieser Stelle angemerkt, dass durch die Verwendung von größeren Durchmessern der Bewehrung oder der Reduktion des Abstandes beim betrachteten Beispiel noch höhere Steigerungen erzielt werden können. Von dieser Maßnahme wurde jedoch Abstand genommen, da diese Erhöhung und die damit verbundenen Ergebnisse geringe baupraktische Relevanz haben.

Damit die Diskrepanz zwischen der Duktilität und der maximal zulässigen Beschleunigung, welche in Abbildung 27 ersichtlich ist, untersucht werden kann, werden nachfolgend die Ergebnisse für den Querschnitt W11 mit einer Länge $l=2,00$ m genauer analysiert. Um einen direkten Vergleich zu ermöglichen, wurden die Ergebnisse für die Bewehrung $d=10$ mm mit einem Abstand $s=20$ cm und die Bewehrung $d=10$ mm mit einem Abstand $s=20$ cm weiter untersucht, da diese die größte Diskrepanz in der genannten Abbildung aufweisen.

In Abbildung 28 sind die Bemessungsergebnisse für die beiden Bewehrungen in parametrischer Form angeführt. Dabei wurde der Schub durch den maximalen Fundamentschub bzw. die Verformung am Kontrollknoten durch die maximale Verformung dividiert, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen.

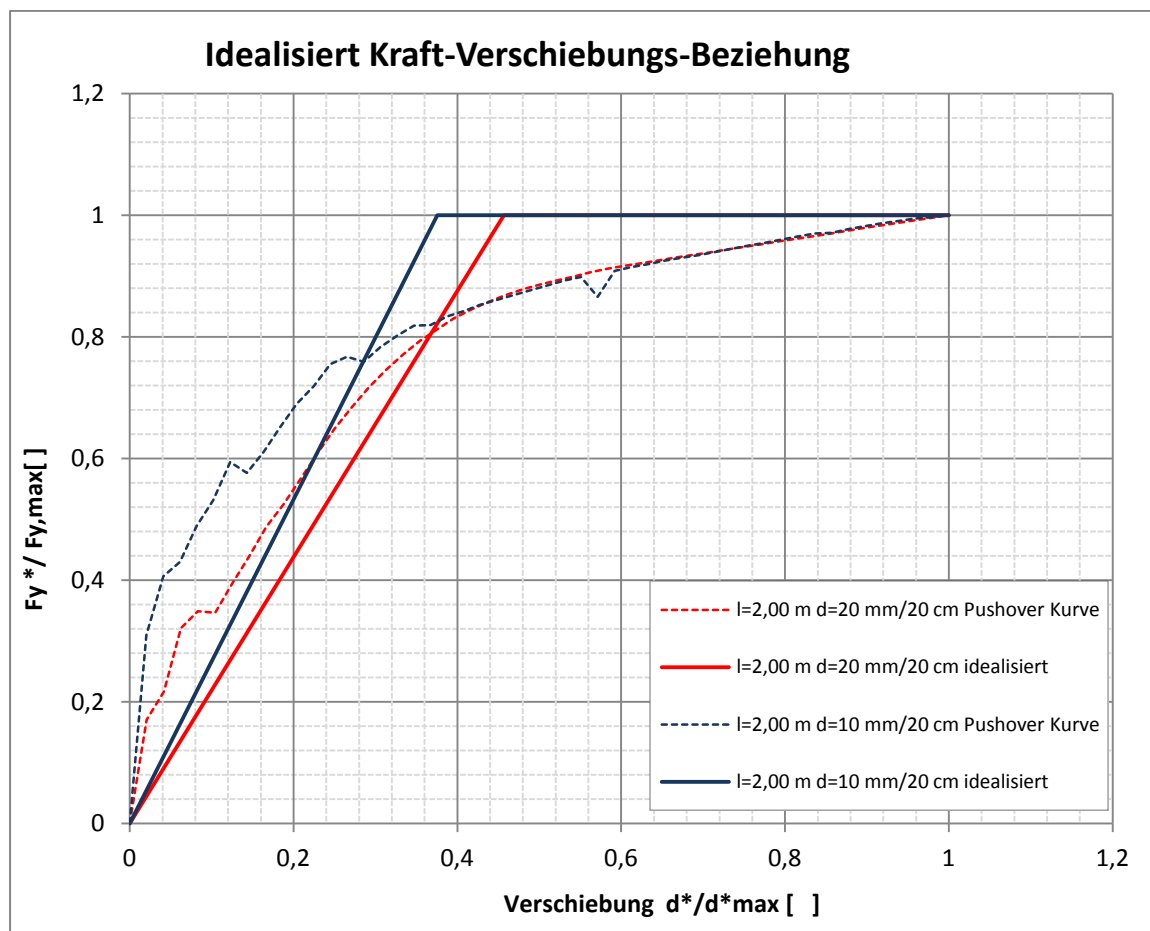


Abbildung 28: Vergleich der idealisierten Pushover-Kurven bei unterschiedlicher Bewehrung von $d=10$ mm/20 cm $d=20$ mm/20 cm

Betrachtet man die beiden Pushover-Kurven so wird ersichtlich, dass die Kurve bei der Bewehrung $d=20$ mm nach Auftreten der ersten Risse und dementsprechend beim

Übergang in den Zustand II flacher ist. Dies deutet auf eine, wenn auch verhältnismäßig geringere, Steifigkeit hin, was auf die größere Ausnutzung des Betons auf Druck zurückgeführt werden kann (vgl. Abbildung 25). Wegen der anfänglich größeren Steifigkeit ist die Energie, die eingebracht werden muss, um den Querschnitt zu verformen, größer. Aus diesem Grund wird in weiterer Folge die Steigung der idealisierten Pushover-Kurve in Proportion steiler. Dies wiederum führt zu einer größeren Duktilität des Tragwerks. (vgl. [21])

In der Tabelle 7 sind die Werte der bilinear idealisierten Pushover-Kurve angeführt. Ebenso ist die entsprechende Duktilität in der Tabelle enthalten.

Tabelle 7: Vergleich Bemessungsergebnisse Bewehrung d=10 mm/20 cm d=20 mm/20 cm (vgl. [21])

Bewehrung d=20 mm / s=20 cm			Bewehrung d=10 mm / s=20 cm		
Fi*	di*	μ	Fi*	di*	μ
[kN]	[m]	[]	[kN]	[m]	[]
0	0	1,463	0,00	0,000	1,782
770,17	0,095		319,23	0,065	
770,17	0,208		319,23	0,174	

Vergleicht man die maximalen Werte für die Verformung ist ersichtlich, dass diese um 19,5 % bei Vergrößerung des Bewehrungsdurchmessers von d=10 mm auf d=20 mm ansteigt. Im Gegensatz hierzu steigt der maximal zulässige Fundamentschub um 141,2 % überproportional stärker an, was auf die beträchtlich größere Traglast des Querschnitts mit der Bewehrung d=20 mm zurückzuführen ist. Da die maximal zulässige Beschleunigung sowohl vom zulässigen Fundamentschub, als auch von der zulässigen Verformung abhängt, lässt sich dadurch der stetige Anstieg eben dieser erklären.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Abnahme der Duktilität bei gleichzeitig stetiger Zunahme der maximal zulässigen Beschleunigung auf die Idealisierung der Pushover-Kurve zurückgeführt werden kann. Diesbezüglich wäre eine weiterführende Untersuchung notwendig, ob eine anderweitige Idealisierung zu nachvollziehbareren Ergebnissen für die Duktilität führt. Wichtig bei der Vereinfachung der Pushover-Kurve ist die Lage des Überganges ideal-elastisch zu ideal-plastisch. Ein in der Literatur oft

verwendeter Ansatz ist den Übergang auf diejenige Verformung zu schieben bei der 75 % des Gesamtschubes erreicht wird. Um hierbei jedoch die Annahme einer äquivalenten Energie aufrecht erhalten zu können, müsste die Pushover-Kurve im nichtlinearen Bereich schräg und nicht horizontal angenommen werden, was in weiterer Folge zu Problemen bei der Berechnung des „Performance Points“ führen würde. Auf eine dahingehende Untersuchung wird verzichtet, da diese den Rahmen der Diplomarbeit sprengen würde.

Obwohl die Anwendung der N2-Methode in der EN 1998-1 durch den informativen Anhang B ermöglicht wird, hat diese Methode allerdings Anwendungsgrenzen auf welche in der Norm nicht eingegangen wird (vgl. [22]). Wie bereits erwähnt, wird die Iteration durch Einarbeiten von nichtlinearen Spektren umgangen. Jedoch birgt dies den Nachteil, dass die Anwendbarkeit von den dem Verfahren zu Grunde gelegten Antwortspektren abhängt. Infolgedessen üben die Annahmen bei der Berechnung der nichtlinearen Spektren einen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse der N2-Methode aus. Da zur Anwendbarkeit der N2-Methode auf schlanke Stahlbetonscheiben bis dato keine Studie gefunden werden konnte, werden in weiterer Folge die Ergebnisse der N2-Methode mit der Kapazitätsspektrenmethode aus dem ATC-40 verglichen, welche für sämtliche Materialien anwendbar sind.

Im Diagramm in der Abbildung 29 sind die Bemessungsergebnisse für die maximale Beschleunigung, die anhand der beiden beschriebenen Methoden erhalten wurden, gegenübergestellt. Im Diagramm wird die maximal zulässige Beschleunigung mit der Biegesteifigkeit im Zustand II verglichen.

Die Berechnungen wurden für die Wandlängen $l=1,00$ m und $l=2,00$ m und der Bewehrung von $d=10$ mm, $d=12$ mm, $d=14$ mm, $d=16$ mm, $d=20$ mm und $d=26$ mm mit einem konstanten Abstand von 20 cm durchgeführt. Die Betongüte wurde bei allen Modellen mit C25/30 angenommen. Ebenso wurde eine Bewehrungsstahlgüte Bst550A allen Berechnungen zu Grunde gelegt.

Darüber hinaus wurde bei der Studie mit der Kapazitätsspektrenmethode die Dämpfung in einem ersten Schritt lediglich genähert. Diesbezüglich wurde die konservative Annahme aus der Literatur übernommen, dass die äquivalente viskose Dämpfung von 0 % im linearen Bereich auf maximal 5 % im nichtlinearen Bereich ansteigt.

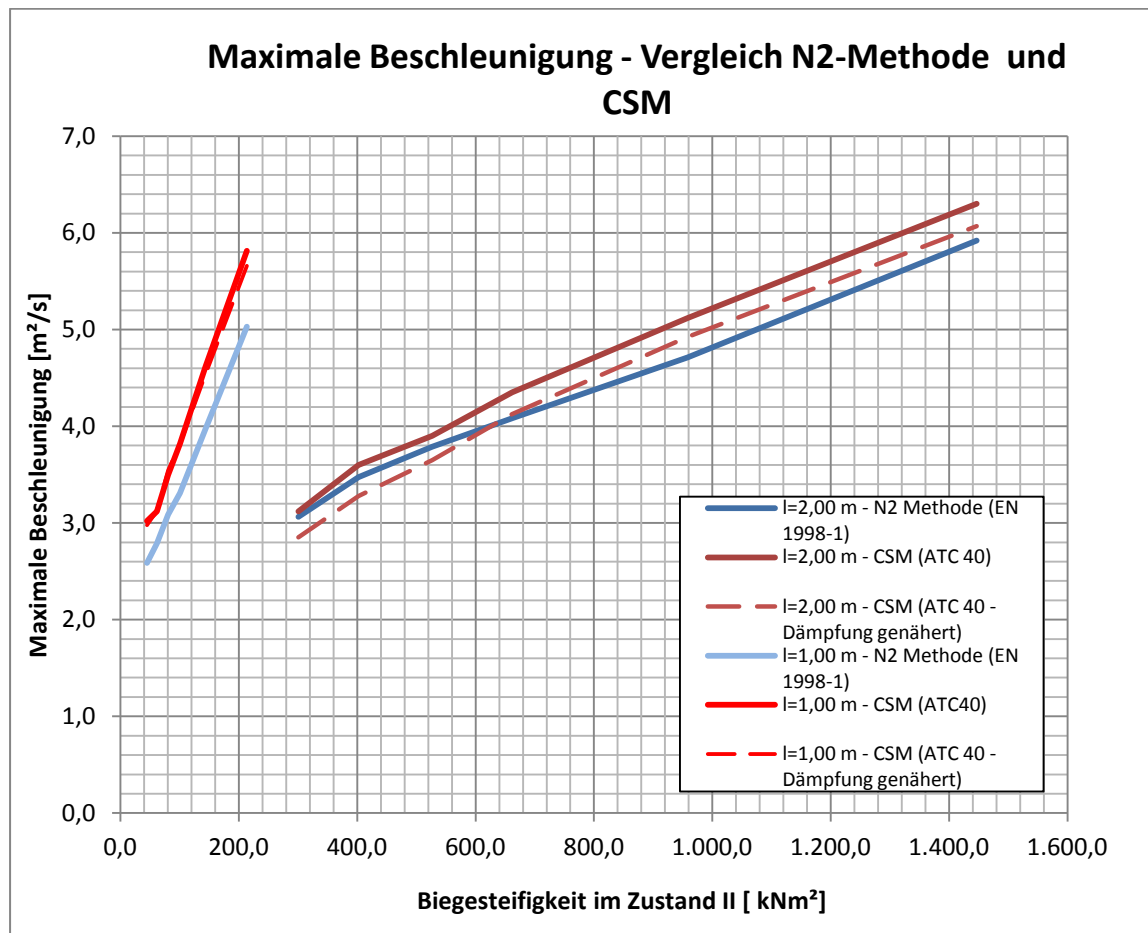


Abbildung 29: Vergleich der maximalen Beschleunigung berechnet nach ATC40 und N2-Methode

In einem weiteren Schritt wurde die viskose Dämpfung anhand der im ATC40 angegebenen Formel unter der Annahme einer stabilen Hystereseschleife berechnet (Hysterese Typ A).

Unter Zuhilfenahme der Bemessungsergebnisse kann daher sowohl der Unterschied zwischen der N2-Methode und dem Verfahren nach dem ATC40, als auch der Unterschied zwischen der konservativen Schätzung und der genaueren Berechnung der Dämpfung herausgearbeitet werden.

Betrachtet man die Ergebnisse für die Wand W11 mit der Wandlänge von $l=1,00$ m so ist ersichtlich, dass bei der Kapazitätsspektrenmethode die Ergebnisse mit genäherter exakter Dämpfung nahezu ident sind. Die Ergebnisse unterscheiden sich lediglich im Bereich von hohen Bewehrungsgraden gering voneinander, was darauf zurückzuführen ist, dass die viskose Dämpfung bei derartigen Bewehrungsgraden etwas höher liegt. Ebenso erhält man anhand der N2-Methode geringfügig kleinere maximale

Beschleunigungen. Deshalb sind die erhaltenen Ergebnisse, wenn auch nur in geringem Ausmaß, auf der sicheren Seite.

Bei der Wandlänge $l=2,00$ m liegen die Ergebnisse für die maximale Beschleunigung, welche mit der Näherung für die viskose Dämpfung erhalten wurden, unterhalb der Ergebnisse mit der exakten Dämpfung. Infolgedessen kann festgehalten werden, dass die Näherung zwar geringfügig konservativere Werte liefert, jedoch im Rahmen der baustatischen Genauigkeit ausreichend exakt ist. Ebenso liefert die N2-Methode leicht geringere und demzufolge konservative Werte. Nichtsdestotrotz kann man die Ergebnisse im Rahmen der angestrebten Genauigkeit als annehmbar einstufen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die N2-Methode für die untersuchten Tragwerke mit schlanken, hauptsächlich auf Biegung beanspruchten Wänden Ergebnisse auf der sicheren Seite liefert. Überdies weisen die Ergebnisse eine ausreichende Genauigkeit für die Bemessung auf.

6.4.2 Änderung der Betongüte

Wie bereits erläutert, wurde neben dem Einfluss der Bewehrung auch jener der Betongüte untersucht. Hierbei wurden die Druckfestigkeit und die zulässige Dehnung modifiziert. Im Rahmen der Diplomarbeit wurde beim Gebäude A die Betongüte der aussteifenden Wände nach EN 1998-1 variiert. Die entsprechenden Parameter sind in der Tabelle 3 angeführt. Analog zur Untersuchung der Bewehrung wurde auch bei der Betongüte vermutet, dass der Einfluss der Kenngrößen von der Wandlänge abhängt. Daher wurde die Länge der Wände W11 und W13 ebenso sukzessive von $l=1,00$ m auf $l=2,00$ m gesteigert. Um weitere Einflüsse, welche die Ergebnisse verfälschen könnten, auszuschließen, wurde der Bewehrungsgrad nahezu ident gehalten. Aus diesem Grund wurde für sämtliche Wandlängen eine konstante Bewehrung von $d=12$ mm mit einem Abstand $s=20$ cm angenommen. (vgl. [21])

In der Abbildung 30 sind die Bemessungsergebnisse für diverse Längen der Wände W11 und W13 (Längen: $l=1,00$ m, $l=1,20$ m, $l=1,60$ m und $l=2,00$ m) der Betondruckfestigkeit gegenübergestellt. Um die Übersichtlichkeit zu verbessern, sind die Werte für die Wandlänge $l=1,40$ m und $l=1,80$ m nicht dargestellt. Bei beiden Wandlängen kann ein analoges Verhalten festgestellt werden. In besagter Abbildung kann man erkennen, dass

sich die maximal zulässige Verformung für das Gebäude A mit zunehmender Steigerung der Druckfestigkeit reduziert. Dies war a priori zu erwarten, da die höhere Betongüte mit einem höherem E-Modul einhergeht. Außerdem ist ersichtlich, dass der Einfluss bei kurzen Wandlängen, wie etwa der Länge $l=1,00$ m größer ist, als bei den größeren Wandlängen. Überdies kann festgestellt werden, dass sich die Steigung und folglich der Einfluss der Betondruckfestigkeit mit zunehmender Wandlänge reduziert. Vergleicht man insgesamt die Kurven, so kann ein relativ geringer Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die maximale Verformung und demzufolge implizit auf die maximal zulässige Beschleunigung festgestellt werden. (vgl. [21])

Ein ähnliches Bild zeigt sich auch im Diagramm (siehe Abbildung 31), in welchem die Pushover-Kurven für unterschiedliche Betongüten mit der Wandlänge $l=1,00$ m dargestellt sind. Wie bereits bei der Darstellung der maximalen Verformung deutlich wird, reagiert das Gebäude A durch die Erhöhung der Betongüte insgesamt steifer. Demgemäß stellt sich eine geringere maximal zulässige Verformung, aber auch eine insgesamt steilere Kurve ein. (vgl. [21])

Überdies kann festgehalten werden, dass der maximal zulässige Fundamentschub, also die Summe aller aufnehmbaren Schubkräfte der Wände, auf Grund der höheren Druckfestigkeit des Betons zunimmt. Infolgedessen reduziert sich zwar die maximale Verformung, jedoch steigt die zulässige Belastung an. (vgl. [21])

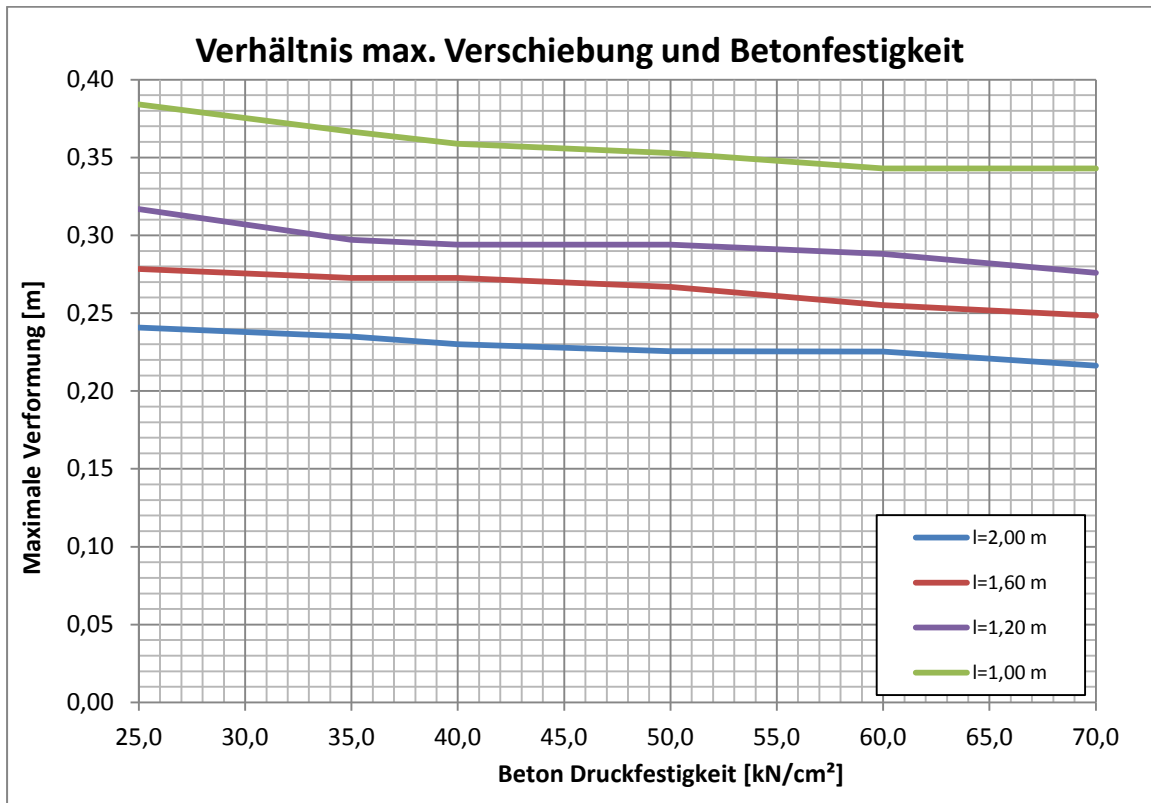


Abbildung 30: Gegenüberstellung der max. Verformung und Betondruckfestigkeit

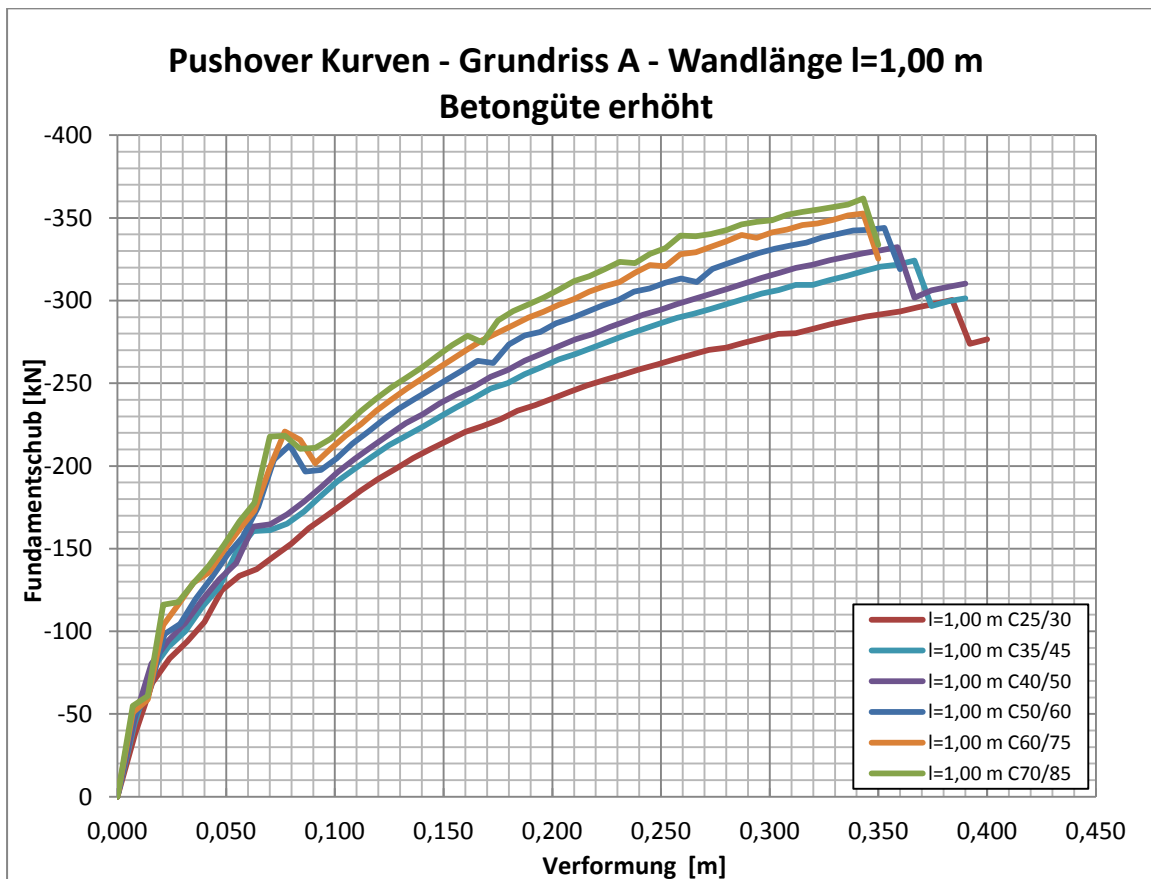


Abbildung 31: Pushover-Kurven - Grundriss A - Wandlänge l=1,00 m Betongüte variiert

In der Abbildung 32 wird auf der linken Ordinate die Tragwerksduktilität angezeigt, um diese mit der Druckfestigkeit, der in der Berechnung verwendeten Betongüten zu vergleichen. Die dazugehörigen Kurven für die unterschiedlichen Wandlängen wurden mit einer durchgehenden Linie dargestellt. Auf der rechten Seite ist die Ordinate für die maximal zulässige Beschleunigung aufgetragen. Die dazugehörigen Grafen der unterschiedlichen Wandlängen sind im Diagramm strichliert dargestellt. (vgl. [21])

Betrachtet man die Duktilität des Gebäudes, so wird ein kausaler Zusammenhang zwischen der Betonfestigkeit respektive der Betongüte und der Duktilität ersichtlich. Bei zunehmender Druckfestigkeit nimmt die Duktilität meist ab, was direkt mit der Abnahme der maximal zulässigen Verformung in Zusammenhang steht. Des Weiteren wird erkennbar, dass bei allen Wandlängen in den Bereichen niedriger Betondruckfestigkeit zwischen $f_{ck}=25,0 \text{ kN/cm}^2$ und $f_{ck}=40,0 \text{ kN/cm}^2$ die Duktilität stärker abnimmt, als bei der höheren Druckfestigkeit. Überdies ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit bei längeren Wänden größer, als bei kurzen Wandlängen, was auf einen höheren Einfluss der Betongüte bei großer Biegesteifigkeit schließen lässt. Bei Betonfestigkeiten, die größer als $f_{ck}=40,0 \text{ kN/cm}^2$ sind, ist der Einfluss der Steigerung der Betongüte deutlich geringer, wobei die Duktilität bei kleineren Druckfestigkeiten sogar leicht zunimmt. De facto kann eine eindeutige Aussage über den Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Duktilität anhand der vorliegenden Daten nicht mit absoluter Sicherheit getroffen werden (vgl. [21]).

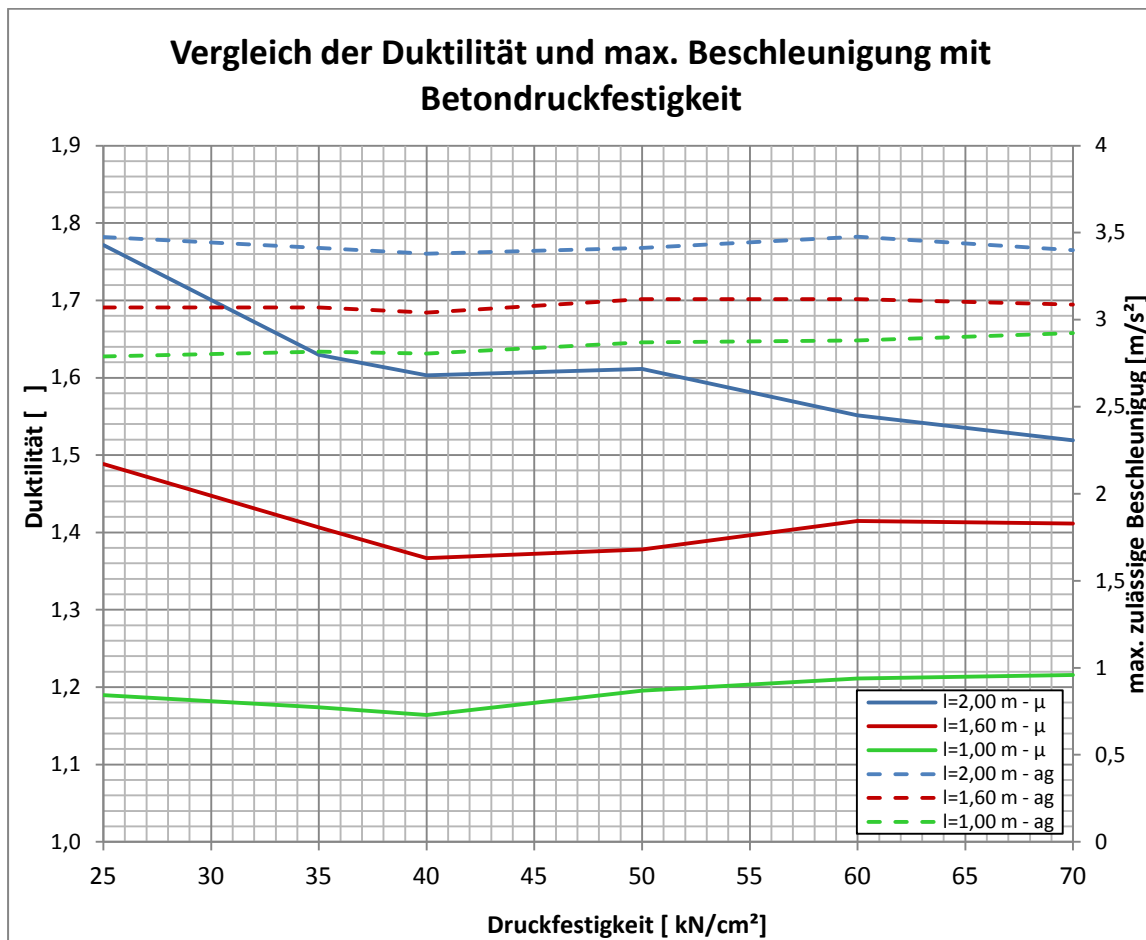


Abbildung 32: Einfluss der Betongüte auf die maximale Duktilität und zulässige Beschleunigung (aus [21])

Im Gegensatz zur Duktilität kann ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Betongüte und der maximal zulässigen Beschleunigung festgestellt werden. Die Beschleunigung wird durch die Steigerung der Betongüte nahezu nicht beeinflusst. Diese kann auf die Reduktion der maximalen Verformung bei gleichzeitiger Steigerung der Festigkeit zurückgeführt werden. Bis auf marginale Unterschiede, die eher auf die numerische Genauigkeit bei der Berechnung zurückzuführen sind, bleibt die maximale zulässige Beschleunigung nahezu konstant. Darüber hinaus kann festgestellt werden, dass der Einfluss der Betongüte bei allen betrachteten Wandlängen ähnlich ist. Demgemäß kann festgehalten werden, dass die Geometrie hierbei keinen Einfluss spielt. Überdies kann mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit festgestellt werden, dass die Betongüte für in Form und Verhalten ähnliche Systeme lediglich einen marginalen Einfluss haben wird. (vgl. [21])

Um dem Unterschied zwischen der Duktilität nachzugehen, sind nachfolgend die beiden Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramme für die Betongüte C25/30 und C40/50 für die Wandlänge $l=2,00$ m angeführt.

Bei beiden S_a - S_d Diagrammen (vgl. Abbildung 33 und Abbildung 34) kann eindeutig nichtlineares Materialverhalten festgestellt werden, da die Periode des äquivalenten Einmassenschwingers T^* kleiner als die Periode am oberen Ende des Antwortspektrums T_c ist. Wie in den beiden S_a - S_d Diagrammen ersichtlich, ist die linearisierte Kapazitätskurve bei Verwendung der Betongüte C25/30 flacher, was auch an der obgleich lediglich marginal geringeren Periode erkennbar ist.

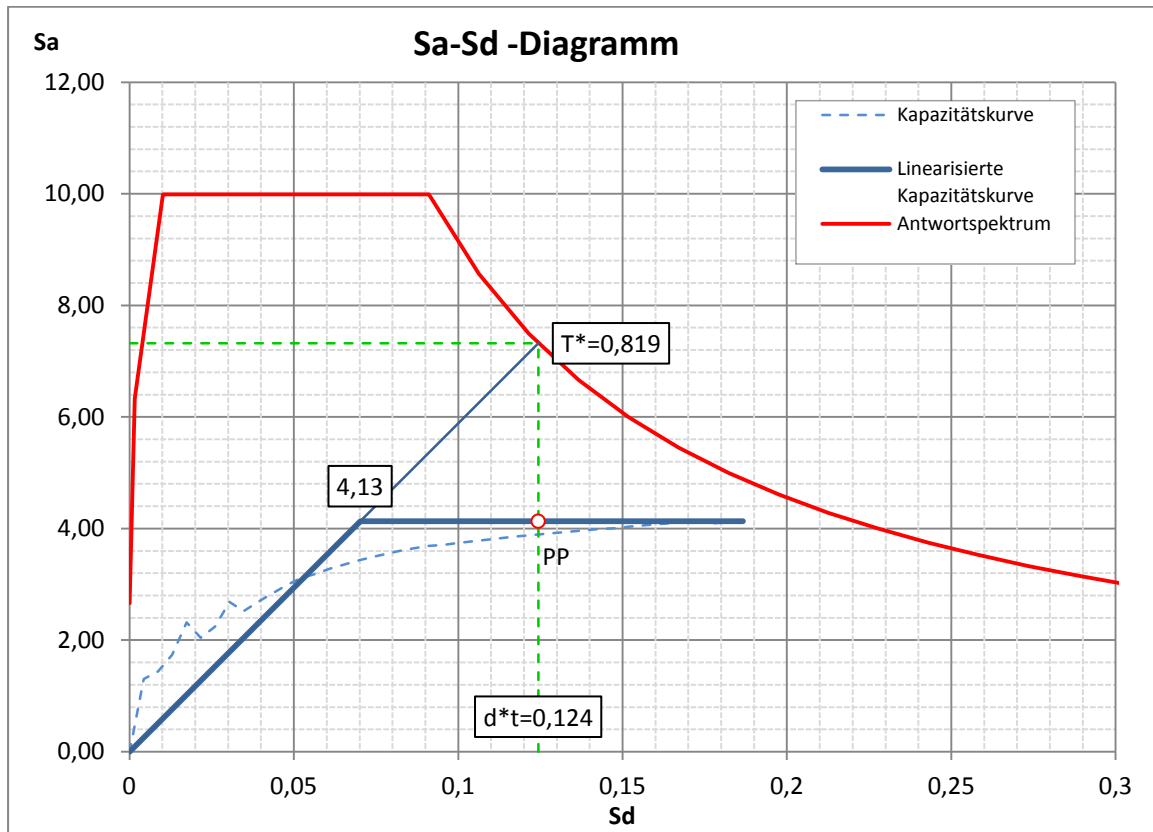


Abbildung 33: Sa-Sd Diagramm – C25/30 – l=2,00 m

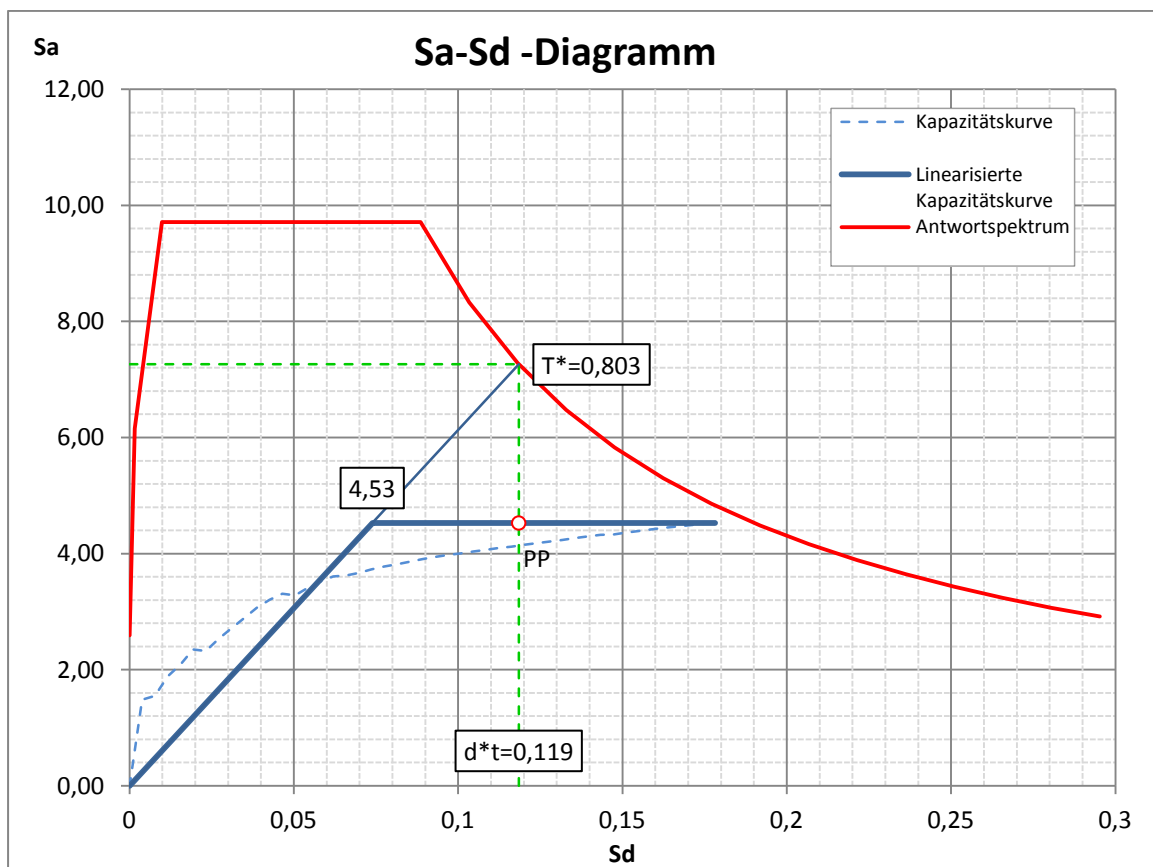


Abbildung 34: Sa-Sd Diagramm – C40/50 – l=2,00 m

Tabelle 8: Vergleich Bemessungsergebnisse Betongüte C25/30 und C40/50

Werte	C25/30	C40/50
d_v^* [m]	0,0702	0,0739
d_t^* [m]	0,1244	0,1185
T^* [s]	0,819	0,803
μ []	1,772	1,603
a_g [m/s ²]	3,476	3,379

In der Tabelle 8 sind als Ergänzung zu den vorangegangenen Diagrammen die wesentlichen Werte der Bemessung mittels der N2-Methode angeführt. Hiermit und anhand der Diagramme wird ersichtlich, dass die Fließverschiebung sich lediglich marginal bei den beiden Betongüten unterscheidet, während die Zielverschiebung wegen der bereits erläuterten Punkte deutlicher abweicht. Auf Grund der flacheren anfänglichen Steigung erfolgt der Schnitt mit dem Antwortspektrum weiter auf der rechten Seite. Gleichzeitig ist die Fließverschiebung im Verhältnis etwas kleiner, da die maximale Traglast durch die geringere Betongüte kleiner ist. Hierin ist der Grund für den Unterschied in der Duktilität zu suchen. Ob dieser wiederum in der Linearisierung der Kurve liegt, würde einer weiteren Studie bedürfen. Da die Betongüte einen geringen Einfluss auf die Kapazitätsbemessung hat, wird auf eine eingehende Untersuchung an dieser Stelle verzichtet.

6.5 GRUNDRISS B

Um den Einfluss der Torsion auf die Bemessungsergebnisse zu untersuchen, wurde das Gebäude B bzw. dessen Grundriss entworfen. Bei dieser Berechnung wird die Länge der Wand W13 konstant gehalten, während die Länge der Wände W11 und W15 sukzessive reduziert wird (vgl. Abbildung 14). Dadurch verringert sich die Steifigkeit einseitig, was dazu führt, dass sich das Steifigkeitszentrum, welches sich in der Lage verändert, vom Massenzentrum, welches auf Grund der geringfügigen Änderungen sich de facto nicht verändert, entfernt. Infolge der Entfernung des Steifigkeitszentrums vom Massenzentrum, erhöht sich die Exzentrizität und dadurch steigt die Torsion, welche auf das Tragwerk einwirkt, an. (vgl. [21])

Bei der Untersuchung wurde lediglich die Betongüte C25/30 verwendet, um zu vermeiden, dass die Einflüsse der Betongüte, wie etwa die Druckfestigkeit oder der E-Modul, die Ergebnisse beeinflussen und somit die Interpretierbarkeit erschweren. Da die vorangegangenen Untersuchungen gezeigt haben, dass die Bewehrungsmenge einen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse hat, wurde diese im Rahmen der Studie variiert. Obwohl die Geometrie auch einen nicht unwesentlichen Einfluss auf die Bemessungsergebnisse hat, diese jedoch im Rahmen der Berechnungen des Gebäudes A bereits näher untersucht wurde, ist der Einfluss auf ein Minimum reduziert worden. (vgl. [21])

In den nachfolgenden Diagrammen (vgl. Abbildung 35 und Abbildung 36) sind die wesentlichen Ergebnisse der Bemessung angeführt. In der Abbildung 35 ist der maximal zulässige Fundamentschub der Exzentrizität gegenübergestellt. Die Ausmitte steigt durch die Reduktion der Wandlängen und der damit einhergehenden Verschiebung des Steifigkeitszentrums an. Die Berechnung ist lediglich für die Bewehrungsanordnung von $d=12\text{ mm}$ und einem Abstand von $s=20\text{ cm}$ bzw. $d=20\text{ mm}$ und einem Abstand von $s=20\text{ cm}$ dargestellt, um die Interpretation der Ergebnisse zu erleichtern. Im Gegensatz hierzu ist in der Abbildung 36 die maximal zulässige Verschiebung des Kontrollknotens mit der zunehmenden Exzentrizität verglichen. Wie bei der Biegesteifigkeit wird lediglich auf die beispielhafte Darstellung der Werte für die Bewehrung $d=12\text{ mm}$ bzw. $d=20\text{ mm}$ zurückgegriffen. Der fast konstante Abstand der Bewehrung gewährleistet hierbei einen nahezu gleichbleibenden Bewehrungsgehalt, wodurch ein Einfluss der Bewehrung auf die einzelnen Kurven ausgeschlossen werden kann. (vgl. [21]).

Betrachtet man die Ergebnisse für den maximal zulässigen Fundamentschub so wird eine stetige Abnahme bei steigender Exzentrizität ersichtlich. Dementsprechend verhalten sich die Exzentrizität und der maximale Schub indirekt proportional. Ein solcher Zusammenhang war a priori zu erwarten, da durch den größeren Hebelarm die Schubbelastung der einzelnen Wände ansteigt. Überdies wird die maximale Traglast bei einem geringeren Fundamentschub erreicht, da die maßgebliche Wand einen proportional größeren Anteil trägt. Dies hat zur Folge, dass für die maximale horizontale Verformung das Versagen eines einzelnen Traggliedes maßgeblich wird. (vgl. [21])

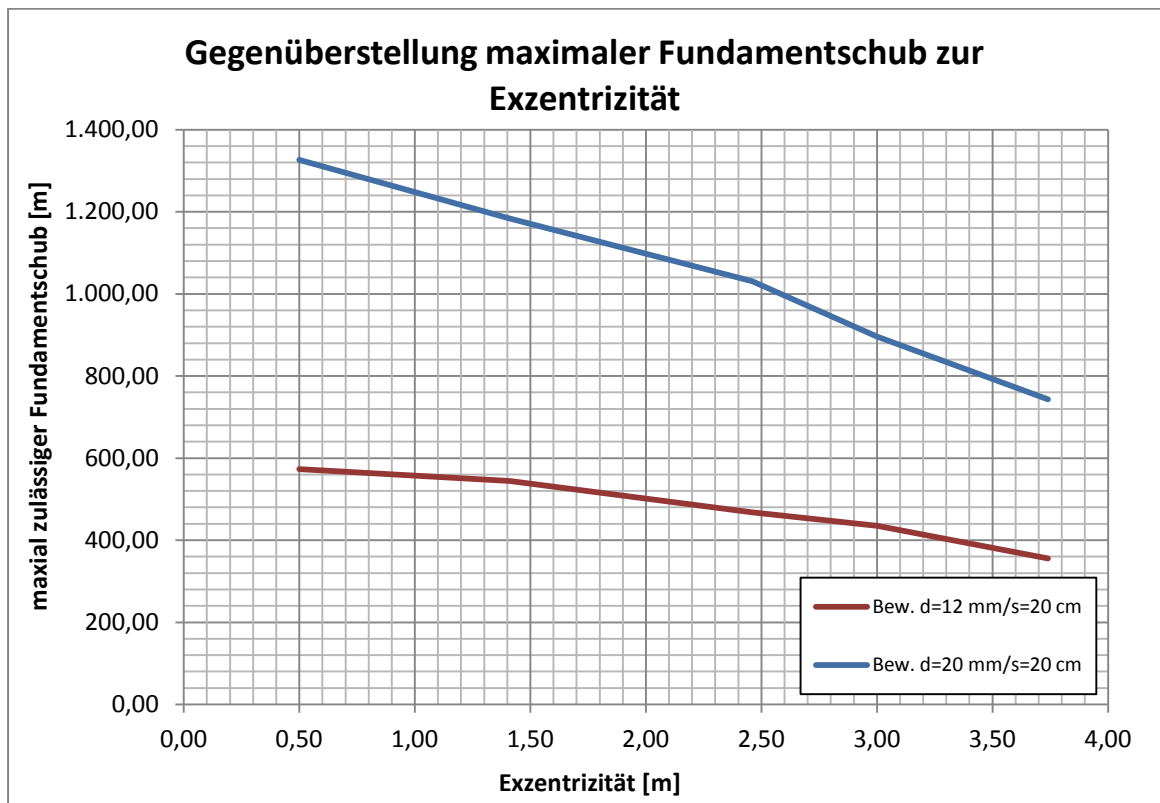


Abbildung 35: Gegenüberstellung maximaler Fundamentschub zur Exzentrizität

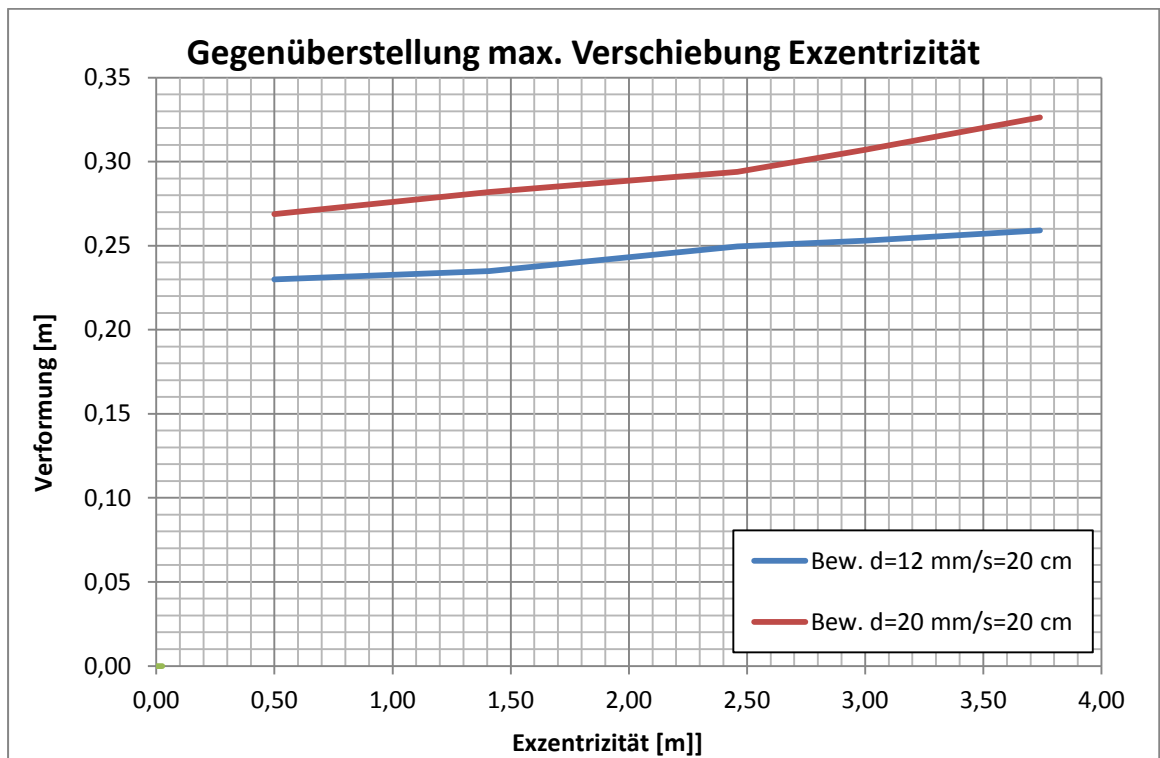


Abbildung 36: Gegenüberstellung Verformung zur Exzentrizität (aus [21])

Wie zu erwarten, nimmt durch die Steigerung der Bewehrung der maximale Fundamentschub stark zu. Allerdings kann auch festgestellt werden, dass der Schub beziehungsweise die Differenz zwischen dem zulässigen Fundamentschub beider Bewehrungsdurchmesser bei steigender Exzentrizität stetig abnimmt. Überdies ist eine deutlich stärkere Abnahme des Fundamentschubs bei den stärker bewehrten Wänden zu verzeichnen, was durch den proportional stärkeren Abfall der Biegesteifigkeit bei stark bewehrten Querschnitten erklärbar ist. (vgl. [21])

Im Gegensatz zum Fundamentschub nimmt die maximale Verformung des Kontrollknotens beinahe stetig zu, was auf zwei Faktoren zurückzuführen ist. Zum einen wird durch die Reduktion der Wandlängen die Biegesteifigkeit einzelner Wände minimiert und demnach auch der Widerstand gegenüber der Verformung der Konstruktion. Zum anderen wird durch die Exzentrizität die Verdrehung des Gebäudes erhöht, was wiederum zu einer höheren Verformung des Kontrollknotens führt. Da sich das Steifigkeitszentrum bei Zunahme der Exzentrizität weiter vom Kontrollknoten entfernt, nimmt die Verschiebung bei größerer Exzentrizität überproportional zu, was in der Abbildung 36 klar ersichtlich wird. (vgl. [21])

Im Bezug auf die Bewehrungsanordnung kann Folgendes festgehalten werden: Bei größerer Bewehrungsmenge nimmt die Verformung auf Grund der ansteigenden Exzentrizität stärker zu, was auf den größeren Unterschied in der Biegesteifigkeit zurückgeführt werden kann. (vgl. [21])

In den nachfolgenden Diagrammen (siehe Abbildung 37 und Abbildung 38) sind die wichtigsten Ergebnisse der Berechnungen bei Steigerung der Torsion angeführt. Im ersten Diagramm ist auf der Ordinate die Duktilität aufgetragen und auf der Abszisse die Exzentrizität zwischen dem Steifigkeits- und dem Massenmittelpunkt. Hierbei wurden die errechneten Werte für die Bewehrung $d=12$ mm und $d=20$ mm für einen konstanten Abstand von $s=20$ cm dargestellt. (vgl. [21])

Beim zweiten Diagramm (vgl. Abbildung 38) wurde die maximal zulässige Beschleunigung der Exzentrizität beim Gebäude B gegenübergestellt, um deren Einfluss auf die Beschleunigung zur veranschaulichen. Analog zur Vorgangsweise bei der Duktilität wurden dabei lediglich die Werte für die Bewehrung $d=12$ mm und $d=20$ mm dargestellt, um die Vergleichbarkeit zu erleichtern. (vgl. [21])

Wie im ersten Diagramm ersichtlich wird, nimmt die Duktilität unabhängig vom Bewehrungsgrad stetig ab. Daher kann ein Einfluss der Bewehrung auf die Verringerung der Duktilität zufolge von Torsion ausgeschlossen werden, nicht aber auf die Größe der Duktilität.

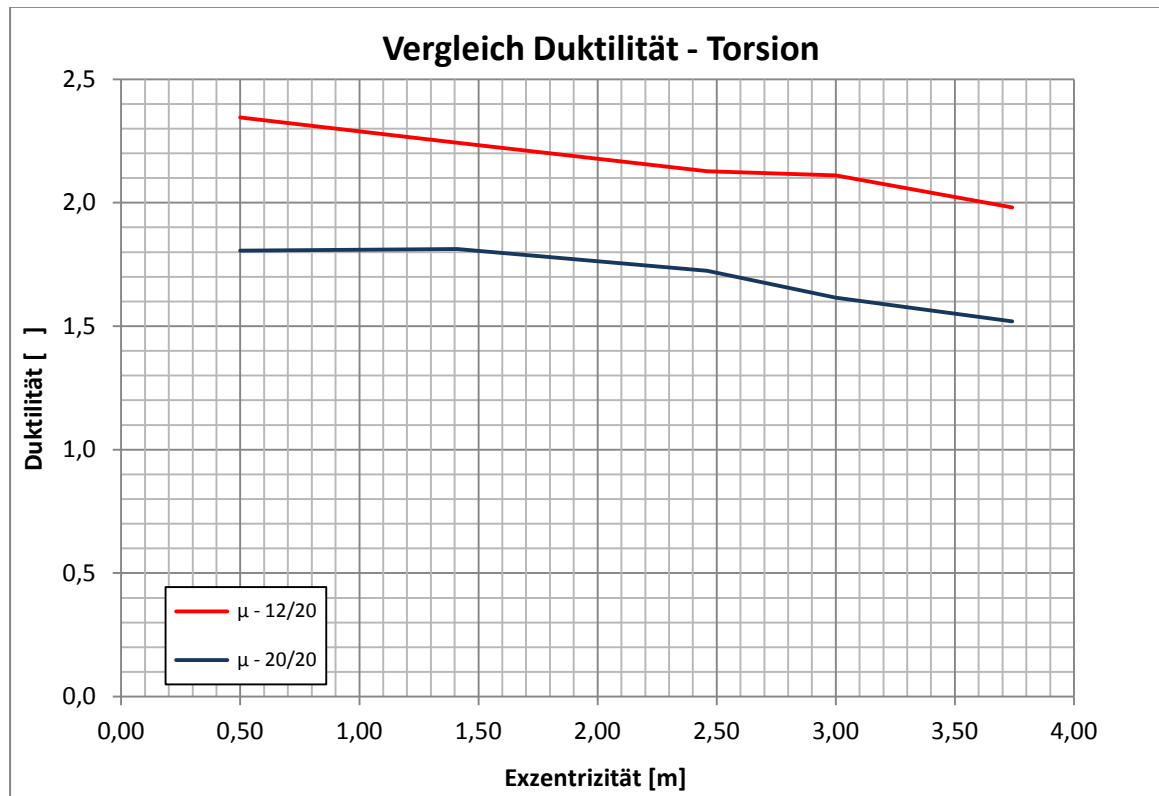


Abbildung 37: Gegenüberstellung max. Duktilität zur Exzentrität (vgl. [21])

Ebenso kann man erkennen, dass die Duktilität bei geringeren Bewehrungsgraden höher ist, als bei höheren Bewehrungsgraden, was auf die höhere Steifigkeit zurückzuführen ist. Die höhere Steifigkeit bedingt eine stärkere Steigung. Infolgedessen erfolgt der Schnitt der Pushover-Kurve mit dem Antwortspektrum bei der Kapazitätsbemessung im Bereich einer kleineren Verschiebung. Daher ergibt sich eine geringere Duktilität. (vgl. [21])

Im Gegensatz zur Duktilität ist die maximal zulässige Beschleunigung bei höher bewehrten Wandquerschnitten höher und folglich direkt proportional zur Steifigkeit. Dies ist in Abbildung 38 ersichtlich. Des Weiteren ist festzustellen, dass die maximale Beschleunigung mit zunehmender Exzentrität analog zur Duktilität abnimmt. Ebenso hat die Bewehrung auf den Verlauf der Abnahme der maximalen Beschleunigung bei Zunahme der Exzentrität und folglich der Größe des Torsionsmoments nahezu keinen Einfluss. (vgl. [21])

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Zunahme der Torsionsmomente auf das Gebäude B einen erheblichen Einfluss auf die Traglast unter Erdbebenbeanspruchung hat. Demzufolge sollten torsionale Effekte nicht unberücksichtigt bleiben. Ein Teil der Reduktion der Tragfähigkeit ist allerdings auch auf die geringer werdende Biegesteifigkeit zurückzuführen. (vgl. [21])

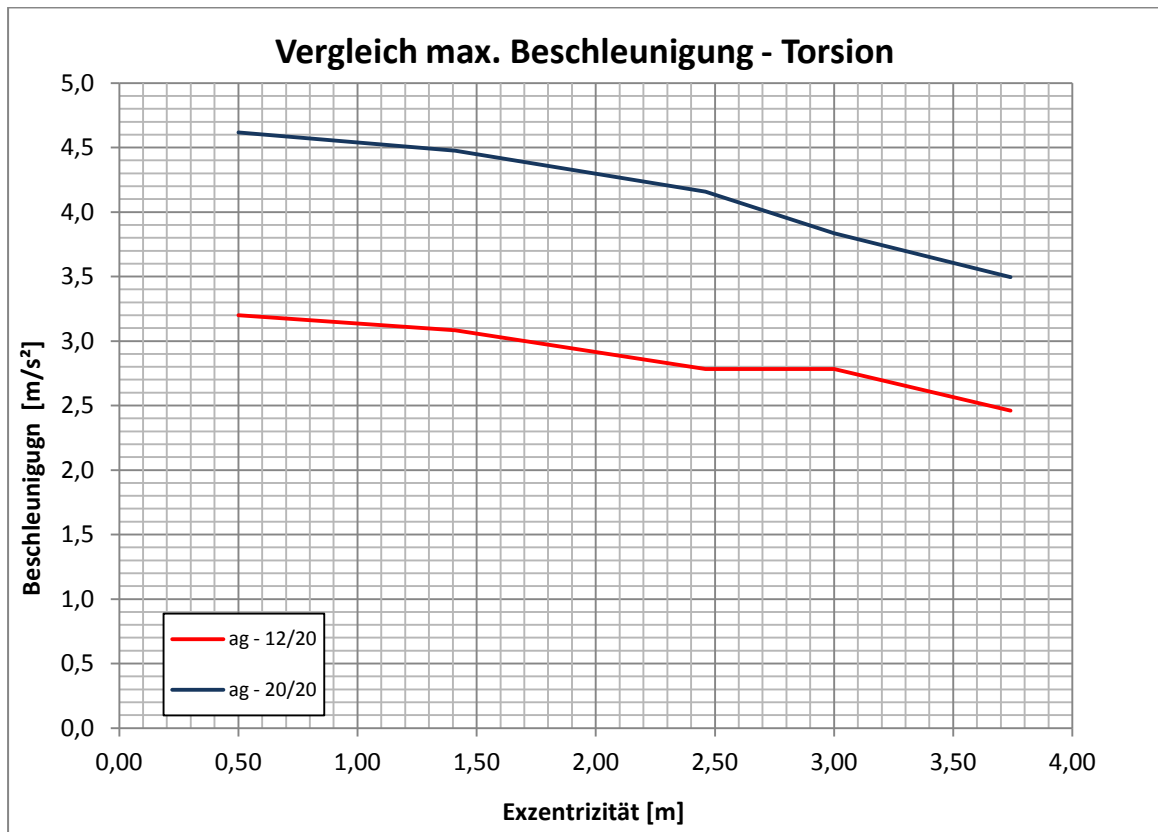


Abbildung 38: Gegenüberstellung max. Beschleunigung zur Exzentrizität (vgl. [21])

7 CONCLUSIO

Durch die Harmonisierung der europäischen Normen im Bauwesen, im speziellen der EN 1998-1, wurde die normative Grundlage für die Verwendung nichtlinearer Verfahren (z.B. Pushover-Untersuchung) bei der Erdbebenbemessung geschaffen. Im Gegensatz zu den weit verbreiteten kraftbasierten Verfahren kann bei einer nicht linearen Untersuchung die Duktilität des Tragwerks genauer erfasst werden.

Während im anglo-amerikanischen Raum die Kapazitätsbemessung seit geraumer Zeit verwendet wird, ist dieses Verfahren in Europa noch relativ neu. Daher ist die Anwendung einer nichtlinearen Untersuchung mit einer gewissen Unsicherheit verbunden. Aus diesem Grund wurde im Rahmen dieser Arbeit versucht die Einflussparameter auf die Berechnungsergebnisse der Kapazitätsbemessung zu identifizieren. Um den Rahmen der Diplomarbeit nicht zu sprengen, wurde der Fokus auf Gebäude mit einzelnen, aussteifenden Stahlbetonwänden gelegt. (vgl. [21])

Vor Beginn der eigentlichen Studie wurde eine Vergleichsrechnung zwischen dem Programm Scia Engineer und Seismostruct durchgeführt (vgl. Kapitel 4). Obwohl beide Programme ähnliche Ergebnisse aufwiesen, bildet Seismostruct die Kraft-Verformungs-Beziehung realistischer ab. Zusätzlich sind in diesem Programm Subroutinen für die Pushover-Berechnung implementiert, was die Ergebnisinterpretation erleichtert.

Im Zuge der Diplomarbeit wurden zwei geometrisch einfache Grundrisse mit aufgelösten Stahlbetonscheiben für die Parameterstudie entworfen. Anhand der Studie wurde der Einfluss der nachfolgenden Parameter quantifiziert und qualitativ bewertet:

- die Form der Lastverteilung bei der Push-Over Berechnung
- die Wandlänge ($l=1,00$ m bis $l=2,00$ m)
- die Betongüte (C25/30 bis C70/85)
- der Bewehrungsgehalt ($\rho=0,003$ - $\rho=0,023$)
- planmäßige Torsion

Da bei den Berechnungen Stabwerke verwendet wurden, erfolgte eine Abgrenzung durch geometrische Überlegungen von langen Schubwänden. Dies hat zum Ziel sprödartiges Querkraftversagen auszuschließen, welches eine Modellierung durch nichtlineare

Flächenelemente notwendig gemacht hätte. Ebenfalls wurde versucht durch die Einhaltung einer Mindestquerschnittslänge rahmenartiges Tragverhalten auszuschließen. Die entsprechenden Grundrisse der Gebäude sind im Kapitel 5.1 bzw. 5.2 beschrieben worden. (vgl. [21])

Bei beiden Gebäuden wurde der Performance-Point mithilfe der Kapazitätsspektrummethode ermittelt, was eine Überführung der Pushover-Kurve in ein Spektralverschiebungs-Spektralbeschleunigungsdiagramm (S_a - S_d Diagramm) notwendig macht. In weiterer Folge kann der Performance-Point bestimmt werden. Dies kann mit der N2-Methode oder dem Verfahren aus dem ATC-40 (vgl. Kapitel 3.6.4 bzw. 3.6.3) erfolgen. Bei der N2-Methode ist eine bilineare Idealisierung der Push-Over Kurve notwendig. Um die Berechnung zu erleichtern wurde für beide Verfahren ein MS Excel Programm erstellt.

Im Zuge der Literaturrecherche wurde festgestellt, dass die in der N2-Methode eingearbeiteten nichtlinearen Antwortspektren stabile und füllige Hystereseschleifen voraussetzen (vgl. [12]; [22]). Um die Anwendbarkeit des Verfahrens bei der Parameterstudie zu überprüfen, wurden einige Ergebnisse mittels dem ATC-40 Verfahren geprüft. Es ergaben sich keine nennenswerten Unterschiede, weshalb die N2-Methode bei der Parameterstudie verwendet worden ist.

Bei der Durchführung der Parameterstudie wurden oben genannte Parameter variiert, auf welche nachfolgend näher eingegangen wird.

Tabelle 9: Einfluss der Lastverteilung auf die Bemessungsergebnisse der Pushover-Berechnung

	Verteilung					
	dreiecksförmig	konstant über die Höhe	massen-und eigenform-proportional	proportional zur Eigenform 2	proportional zur Eigenform 17	proportional zur Eigenform 27
u_{max} [m]	0,184	0,197	0,272	0,269	0,088	0,268
F_{max} [kN]	604	506	303	421	1071	300
qualitativer Einfluss ^{1.)}	••	••	•	•	•••••	•

1.) Qualitativer Einfluss von •klein bis •••••groß

Anfangs wurde der Einfluss der Lastverteilung auf die Push-Over Kurve untersucht. Hierbei wurden einfache geometrische, wie z.B. eine dreiecksförmige (vgl. Tabelle 9), aber auch eigenformproportionale Verteilungen analysiert.

Es konnte festgestellt werden, dass die meisten Verteilungen ähnliche Ergebnisse aufweisen. Eine Ausnahme hierzu bildet die Verteilung analog zur Eigenform 17. Diese ergab einen deutlich höheren Fundamentschub, jedoch auch eine geringere zulässige Verschiebung (vgl. Kapitel 6.2). Ebenso ist ersichtlich, dass die konstante und die dreiecksförmige Lastverteilung eine ähnliche Form, wie die Verteilungen analog zur Eigenform 2 und 27 aufweisen. Jedoch ist bei diesen Verteilungen der Fundamentschub höher bei geringerer, zulässiger Verschiebung. (vgl. [21])

Außerdem wurde der Einfluss auf die Duktilität untersucht. Hierbei ist anzumerken, dass nahezu alle Verteilungen eine Duktilität zwischen $\mu=1,94$ und $\mu=2,14$ ergeben, was einen Unterschied von ca. 10 % darstellt. Dieser Unterschied kann im Rahmen der baustatischen Genauigkeit als tolerierbar angesehen werden. Auch hier bildet die Verteilung analog zur Eigenform 17 eine Ausnahme, was auf ein Versagen des obersten von drei Geschoßen zurückzuführen ist (vgl. Kapitel 6.2). Die restlichen Verteilungen führen zu einem plastischen Mechanismus der aussteifenden Wände im untersten Geschoß. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Verteilungen, die ähnliche Versagensmechanismen aufweisen, zu vergleichbaren Ergebnissen führen. (vgl. [21])

Ein weiterer wesentlicher Parameter für die Bemessung mittels Kapazitätsspektrumverfahren stellt die Geometrie der aussteifenden Wände dar. Über die Wandlänge kann direkt die Biegesteifigkeit im Zustand II gesteuert werden. Wie im Kapitel 6.3 angeführt, verhält sich der maximale Fundamentschub proportional zur Wandlänge. Im Gegensatz hierzu verringert sich die maximal zulässige Verformung des Kontrollknoten mit zunehmender Wandlänge. Somit verhält sich die Verformung des Gebäudes indirekt proportional zur Wandlänge. Dieser Effekt konnte bei verschiedenen Verteilungen der Lasten beobachtet werden. (vgl. [21])

Betrachtet man die Duktilität des Gebäudes, so konnte eine Steigerung, jedoch nur in einem geringen Ausmaß, festgestellt werden. Es konnte nachgewiesen werden, dass eine Verdoppelung der Biegesteifigkeit lediglich zu einer Steigerung der Duktilität um 17 % führt. (vgl. [21])

Im Rahmen der Berechnung wurden auch der Bewehrungsgrad und die Betondruckfestigkeit untersucht. Ersterer hat einen erheblichen Einfluss auf die maximal zulässige Beschleunigung für das Tragwerk. Es konnte bei Erhöhung des Bewehrungsgrades eine nahezu proportionale Steigerung der Beschleunigung beobachtet werden. Im Gegensatz hierzu ist bis zu mittleren Bewehrungsgraden von 1,00 % bis 1,50 % eine stete Abnahme der Duktilität festzustellen. Diese nimmt bei höheren Bewehrungsgraden wieder zu. (vgl. [21])

Im Unterschied zum Bewehrungsgrad konnte bei der Steigerung der Betongüte fast kein Einfluss auf die maximal zulässige Beschleunigung festgestellt werden. Im Hinblick auf die Duktilität konnte kein eindeutiger Zusammenhang bei Steigerungen der Betongüte nachgewiesen werden. Während bei kurzen Wänden (z.B.: Wandlänge von $l=1,00$ m) ein kaum merklicher Einfluss besteht, sind längere Wände (z.B.: Wandlänge $l=2,00$ m) durch eine stete Abnahme der Duktilität geprägt. Ebenso ist ersichtlich, dass die Steigerung der Betongüte bis zu C40/50 die Duktilität bei allen Wandlängen reduzierte. (vgl. [21])

Als letzter Parameter wurde der Einfluss der Torsion auf das eigens hierfür entworfene Gebäude B untersucht. Da die Torsion die Querkraftbelastung der einzelnen Wände erhöht, verringert sich der maximal zulässige Fundamentschub. Im Gegensatz hierzu konnte bei der zulässigen Verschiebung eine leichte Zunahme beobachtet werden. Betrachtet man hingegen die Duktilität und die maximal zulässige Beschleunigung, ist bei Zunahme der Exzentrizität eine stete Abnahme erkennbar. Diese Effekte können ebenfalls auf die Vergrößerung der Schubbelastung der Wände zurückgeführt werden. (vgl. [21])

Nachfolgend wurde versucht den Einfluss der Geometrie (Wandlänge), des Bewehrungsgrades, der Betongüte und der Torsion (Exzentrizität des Steifigkeitsmittelpunktes zum Massenmittelpunkt) qualitativ zu beschreiben:

Tabelle 10: Einfluss der Wandlänge, des Bewehrungsgrades, der Betongüte und der Exzentrizität

		Parameter			
		Wandlänge	Bewehrungsgrad	Betongüte	Torsion
		(1,00 m–2,00 m)	($\rho=0,003$ - $\rho=0,023$) ^{1.)}	(C25/30 - C70/85) ^{1.)}	($e=0,5$ m ^{3.)} - $e=3,74$ m) ^{4.)}
Duktilität	μ []	1,62-1,87	1,78-1,53	2,65-2,25	1,81-1,52
	Abweichung [%]	15 %	-16 %	-17 %	-16 %
	Qualitative Einschätzung ^{5.)}	••	••	•• ^{2.)}	••
Maximale Verschiebung des Kontrollknotens	u [m]	0,365-0,198	0,225-0,228	0,241-0,216	0,230-0,258
	Abweichung [%]	-84 %	27 %	-13 %	13 %
	Qualitative Einschätzung ^{5.)}	•••••	•••	••	••
Maximal zulässige Beschleunigung	a_g [m/s ²]	2,59-3,27	3,06-5,92	3,47-3,40	4,61-3,49
	Abweichung [%]	25 %	93 %	-2 %	-24 %
	Qualitative Einschätzung ^{5.)}	•••	•••••	•	•••

- 1.) Beim Bewehrungsgrad und der Betongüte sind die Werte für eine Wandlänge von $l=2,00$ m angeführt.
- 2.) Hierbei wurde der Unterschied zwischen minimaler und maximaler Betongüte bewertet. Wie bereits im Text erwähnt ergibt sich kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Betongüte und der Duktilität
- 3.) Mindestexzentrizität gem. EN 1998-1
- 4.) Exzentrizität zwischen Steifigkeitszentrum und Massenmittelpunkt in jedem Geschoß
- 5.) Qualitativ bewerteter Einfluss von •klein bis •••••groß

Im Zuge der Bearbeitung ergaben sich mehrere Fragestellungen, welche in zukünftigen Forschungsvorhaben untersucht werden sollten. Da eine Bearbeitung im Zuge der Diplomarbeit nicht durchgeführt werden konnte, sind die offenen Punkte nachfolgend aufgelistet: (vgl. [21])

- Wie bereits durch Meskouris et al. (vgl. [12]) bzw. Norda et al. (vgl. [22]) aufgezeigt, liefert die im EN 1998-1 angeführte N2-Methode teilweise Ergebnisse auf der unsicheren Seite. In diesem Zusammenhang wären Regeln für die Anwendbarkeit des Verfahrens wünschenswert.
- Desweiteren konnte nicht detailliert auf die gegenseitige Stockwerksverschiebung eingegangen werden, da diese eine nichtlineare Zeitverlaufsrechnung notwendig gemacht hätte.
- Ebenfalls konnten Systeme mit einem Kern oder längeren, hauptsächlich auf Schub versagenden Wänden nicht untersucht werden.

In der vorliegenden Diplomarbeit wurden die maßgeblichen Parameter bei der statisch nicht linearen Untersuchung analysiert. Zusammenfassend kann dabei festgehalten werden, dass die Wandlänge bzw. Biegesteifigkeit der aussteifenden Bauteile und der Bewehrungsgrad einen großen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Ebenso ist der Einfluss der Torsion erheblich. Im Gegensatz hierzu spielt die Betongüte eine untergeordnete Rolle, obschon ein geringer Einfluss auf die Verformung des Gebäudes und die Duktilität erkennbar ist.

8 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] R. Schick, Erdbeben und Vulkane, C.H. Beck'sche Verlagsbuchhandlung, 1997.
- [2] G. Schneider, Erdbebengefährdung, Wissenschaftliche Buchgesellschaft, 1992.
- [3] B. A. Bolt, Erdbeben - Schlüssel zur Geodynamik, Spektrum Akademischer Verlag, 1995.
- [4] H. Kramer, Angewandte Baudynamik - Grundlagen und Beispiele für Studium und Praxis, Ernst & Sohn, 2007.
- [5] K. Meskouris, K. Hinzen, C. Butenweg und M. Mistler, Bauwerke und Erdbeben, Vieweg Verlag, 2007.
- [6] A. K. Chopra, Dynamics of Structures, Prentice-Hall , 2001.
- [7] I. C. f. M. Science, Advanced Earthquake Engineering Analysis, Springer Wien New York, 2007.
- [8] V. Benko, Erdbebenlasten Eurocode 8 - Praxisbeispiel Brücken aus Stahlbeton, Austrian Standards plus Publishing, 2008.
- [9] R. Flesch, Erdbebenlasten Eurocode 8 - Praxisbeispiel Hochbau aus Stahlbeton, Austrian Standards plus Publishing, 2008.
- [10] H. Bachmann, Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuserverlag Basel, 2002.
- [11] T. Paulay, H. Bachmann und K. Moser, Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten, Birkhäuserverlag Basel, Boston, Berlin, 1990.
- [12] K. Meskouris, K.-G. Hinzen, C. Butenweg und M. Mistler, Bauwerke und Erdbeben; Grundlagen-Anwendung-Beispiele 3.Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, 2011.
- [13] M. Keintzel, Erdbensicherung von Hochbauten, Berlin: Verlag für Archithktur und technische Wissenschaften, 1984.
- [14] V. Benko, „Betonbau III,“ Vorlesungsunterlagen des Inst. für Betonbau, 2010.
- [15] A. Dazio, Erdbebensicherung von Bauwerken I; Vorlesungsunterlagen des Inst. für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2009.
- [16] A. Dazio, Erdbebensicherung von Bauwerken II; Vorlesungsunterlagen des Inst. für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2009.

- [17] R. Heuer, Vorlesungsunterlagen Baudynamik, TU Wien, 2007.
- [18] P. Fajfar, „A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design,“ *Earthquake Spectra*, Bd. Vol. 16, Nr. 3, pp. 573-592, 2000.
- [19] S. A. Freeman, J. Nicoletti und J. Tyrell, Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, EERI Berkley, 1975.
- [20] J. Mander, M. Priestley und R. Park, „Theoretical stress-strain model for confined concrete,“ *Journal of Structural Engineering*, Bd. 114, Nr. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [21] R. Oberhofer, M. Höflinger und A. Kolbitsch, „Parameterstudie zur Identifikation wesentlicher Einflussfaktoren auf die Berechnungsergebnisse der nicht linearen statischen Pushover-Untersuchung,“ in *s D-A-CH Tagung für Erdbebeningenieurswesen und Baudynamik*, Wien, 2013.
- [22] C. B. H. Norda, „Möglichkeiten und Grenzen der Anwendbarkeit statisch nichtlinearer Verfahren nach DIN EN 1998-1,“ *DACH Mitteilungsblatt Erdbebeningenieurswesen und Baudynamik*, Bd. 86, pp. 13-21, 2011.
- [23] ZAMG, „Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik,“ [Online]. Available: <http://www.zamg.ac.at/lexikon/Erdbeben.php>. [Zugriff am 03 02 2011].
- [24] GSHAP, „Global Seismic Hazard Assessment Program,“ 18 01 2011. [Online]. Available: <http://www.seismo.ethz.ch/static/GSHAP/>.
- [25] F. Info, „FTE Info - Magazin über europäische Forschung,“ [Online]. Available: http://ec.europa.eu/research/rtdinfo/43/01/print_article_1668_de.html. [Zugriff am 27 02 2013].
- [26] Austrian Standards Institute, EN 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regel für Hochbauten, 2005.
- [27] Austrian Standards Institute, B 1998-1: Nationales Anwendungsdokument für Österreich, Auslegung von Bauwerke gegen Erdbeben, Teil1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2005.

9 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

ABBILDUNG 1: FORMEN VON ERDBEBENWELLEN VGL. [22]	4
ABBILDUNG 2: REFERENZBODENBESCHLEUNIGUNGEN FÜR ÖSTERREICH IN M/S^2 AUS EN 1998 (VGL. [19])	6
ABBILDUNG 3: QUALITATIVER VORGANG BEI DER ERSTELLUNG VON ANTWORTSPEKTREN AUS [11]	12
ABBILDUNG 4: AUSZUG EN 1998-1 BZW. B 1998-1 – DEFINITION DER HORIZONTAL ELASTISCHEN ANTWORTSPEKTREN	14
ABBILDUNG 5: EINFLUSS DER BAUGRUNDKLASSE AUF DIE FORM DES ANTWORTSPEKTRUMS NACH [24]	15
ABBILDUNG 6: ZEITVERLAUFSBERECHNUNG EINES ZWEI-MASSEN-SCHWINGERS – ÜBERLAGERUNG DER ANTWORTEN ZWEIER ENTKOPPELTEN EMS	17
ABBILDUNG 7: LAST-VERFORMUNGSKURVE DER STATISCHEN NICHTLINEAREN BERECHNUNG UND SCHEMATISCHE VERTEILUNG DER BELASTUNG	20
ABBILDUNG 8: PRINZIPDARSTELLUNG KAPAZITÄTSMESSUNG (N2-METHODE)	21
ABBILDUNG 9: ERGEBNISSE KRAGTRÄGER (RECHTECKSQUERSCHNITT 25x25 CM, 1 x D=16 MM ECKBEWEHRUNG BETONGÜTE C25/30)	25
ABBILDUNG 10: BERECHNUNGSERGEBNISSE STÜTZE (HÖHE H=3,0 M, PLANMÄßIGE EXZENTRIZITÄT E=20 CM RECHTECKSQUERSCHNITT 25x25 CM, BETONGÜTE C25/30, 1 x D=16 MM ECKBEWEHRUNG)	27
ABBILDUNG 11: ANSICHT TRAGSTRUKTUR INKL. LASTANGABEN – GEBÄUDE A UND B	29
ABBILDUNG 12: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER UNTERSUCHTEN WANDQUERSCHNITTE	30
ABBILDUNG 13: GRUNDRISS – GEBÄUDE A	30
ABBILDUNG 14: GRUNDRISS – GEBÄUDE B	32
ABBILDUNG 15: MATERIALMODELL FÜR BETON NACH MANDER – VERGLEICH FÜR UMSCHNÜRTE UND NICHT UMSCHNÜRTE BETON AUS (VGL. [19])	35
ABBILDUNG 16: BILINEARES MATERIALMODELL FÜR BEWEHRUNG (IDEAL ELASTISCH – IDEAL PLASTISCH) AUS [24], [25]	36
ABBILDUNG 17: FAKTOREN FÜR DIE LASTVERTEILUNG – GRAFISCHE DARSTELLUNG	39
ABBILDUNG 18: PUSHOVER-KURVEN UNTERSCHIEDLICHER LASTVERTEILUNGEN (AUS [20])	40
ABBILDUNG 19: PUSHOVER-KURVEN WANDLÄNGE VARIERT – LASTVERTEILUNG DREIECKSFÖRMIG (NACH [20])	44
ABBILDUNG 20: PUSHOVER-KURVEN WANDLÄNGE VARIERT – LASTVERTEILUNG ANALOG ZUR ZWEITEN EIGENFORM	45
ABBILDUNG 21: PUSHOVER-KURVEN WANDLÄNGE VARIERT – KONSTANTE LASTVERTEILUNG (AUS [20])	46
ABBILDUNG 22: WANDLÄNGE – VERGLEICH DER DUKTILITÄT MIT KONSTANTER UND DREIECKSFÖRMIGER LASTVERTEILUNG (AUS [20])	47
ABBILDUNG 23: PUSHOVER-KURVEN FÜR DIE WANDLÄNGE L=2,00 M	50
ABBILDUNG 24: PUSHOVER-KURVEN FÜR DIE WANDLÄNGE L=1,00 M	50
ABBILDUNG 25: SPANNUNG AN DER DRUCKSEITE UND ZUGSEITE DER WAND W11 MIT BEWEHRUNG D=10 MM/20 CM UND D=20 MM/20 CM	51
ABBILDUNG 26: GEGENÜBERSTELLUNG BEWEHRUNGSGRAD ZUR MAXIMALEN VERFORMUNG BEI WANDLÄNGEN L=1,00 M BIS L=2,00 M	52
ABBILDUNG 27: GEGENÜBERSTELLUNG DER DUKTILITÄT UND DER MAXIMAL ZULÄSSIGEN BESCHLEUNIGUNG ZUM BEWEHRUNGSGRAD (AUS [20])	53
ABBILDUNG 28: VERGLEICH DER IDEALISIERTEN PUSHOVER-KURVEN BEI UNTERSCHIEDLICHER BEWEHRUNG VON D=10 MM/20 CM D=20 MM/20 CM	55
ABBILDUNG 29: VERGLEICH DER MAXIMALEN BESCHLEUNIGUNG BERECHNET NACH ATC40 UND N2-METHODE	58
ABBILDUNG 30: GEGENÜBERSTELLUNG DER MAX. VERFORMUNG UND BETONDRUCKFESTIGKEIT	61
ABBILDUNG 31: PUSHOVER-KURVEN - GRUNDRISS A - WANDLÄNGE L=1,00 M BETONGÜTE VARIERT	61
ABBILDUNG 32: EINFLUSS DER BETONGÜTE AUF DIE MAXIMALE DUKTILITÄT UND ZULÄSSIGE BESCHLEUNIGUNG (AUS [20])	63
ABBILDUNG 33: SA-Sd DIAGRAMM – C25/30 – L=2,00 M	65
ABBILDUNG 34: SA-Sd DIAGRAMM – C25/30 – L=2,00 M	65
ABBILDUNG 35: GEGENÜBERSTELLUNG MAXIMALER FUNDAMENTSCHUB ZUR EXZENTRIZITÄT	68
ABBILDUNG 36: GEGENÜBERSTELLUNG VERFORMUNG ZUR EXZENTRIZITÄT (AUS [20])	68
ABBILDUNG 37: GEGENÜBERSTELLUNG MAX. DUKTILITÄT ZUR EXZENTRIZITÄT (AUS [20])	70
ABBILDUNG 38: GEGENÜBERSTELLUNG MAX. BESCHLEUNIGUNG ZUR EXZENTRIZITÄT (AUS [20])	71

10 TABELLENVERZEICHNIS

TABELLE 1: BAUGRUNDKLASSE NACH EN 1998-1 (VGL. [26]).....	7
TABELLE 2: BEDEUTUNGSKATEGORIE UND BEIWERTE (VGL. [18])	14
TABELLE 3: MATERIALPARAMETER BETON AUS EN BZW. B 1998-1 (VGL. [23], [24])	33
TABELLE 4: MATERIALPARAMETER BEWEHRUNG AUS Ö-NORM B 1998-1 (VGL. [24])	34
TABELLE 5: FAKTOREN FÜR DIE LASTVERTEILUNG (VGL. [20]).....	39
TABELLE 6: ERGEBNISSE DER KAPAZITÄTSMESSUNG (NACH [20]).....	42
TABELLE 7: VERGLEICH BEMESSUNGSERGEBNISSE BEWEHRUNG $d=10\text{ mm}/20\text{ cm}$ $d=20\text{ mm}/20\text{ cm}$ (VGL. [20])	56
TABELLE 8: VERGLEICH BEMESSUNGSERGEBNISSE BETONGÜTE C25/30 UND C40/50	66
TABELLE 9: EINFLUSS DER LASTVERTEILUNG AUF DIE BEMESSUNGSERGEBNISSE DER PUSHOVER-BERECHNUNG	73
TABELLE 10: EINFLUSS DER WANDLÄNGE, DES BEWEHRUNGSGRADES, DER BETONGÜTE UND DER EXZENTRIZITÄT	76