

# **Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen  
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen  
zur Erlangung des akademischen Grades einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften  
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

**Britta Holtschoppen, geb. Toll**

aus Essen

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Konstantin Meskouris  
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Dr.-Ing. habil. Gerhard Müller

Tag der mündlichen Prüfung: 09. Juni 2009

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

## Danksagung

Die Erarbeitung einer Dissertation ist ein besonderes Projekt, zu dem es neben den eigenen Ideen und der eigenen Zielstrebigkeit auch der Unterstützung vieler bedarf. Denen möchte ich an dieser Stelle herzlich danken.

Mein besonderer Dank gilt dabei meinem Doktorvater, Prof. Konstantin Meskouris, der mir bereits früh im Studium die Gelegenheit gab, als studentische Hilfskraft an seinem Lehrstuhl den Themenbereich der Baudynamik kennen zu lernen. Später als wissenschaftlicher Mitarbeiter durfte ich meine Kenntnisse durch Lehre und die Bearbeitung von Praxisprojekten vertiefen und konnte dabei jederzeit, insbesondere auch während meiner Elternzeit, auf sein offenes Ohr und seinen fachlichen Rat hoffen.

Für die kritische Durchsicht meiner Arbeit und die Übernahme des Koreferats danke ich sehr herzlich Herrn Prof. Gerhard Müller, den ich im Rahmen meiner Mitarbeit für den Fakultätentag für Bauingenieurwesen und Geodäsie kennen und schätzen lernen durfte.

Ganz besonders seien an dieser Stelle jedoch meine Eltern bedacht, ohne deren weltoffene Erziehung und liebevolle Förderung und Unterstützung mein Weg sicherlich anders verlaufen wäre. Danke!

Selbstverständlich haben viele weitere liebe Menschen zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen. Doch möchte ich dem Leser die zahlreiche Nennung ihm unbekannter Namen ersparen und den Betreffenden lieber persönlich auf dem nun folgenden Freiraum danken.

## Kurzfassung

Industrieanlagen weisen im Erdbebenfall aufgrund der hohen Wertzusammenkunft und der unter Umständen weiträumigen Schadensauswirkungen ein erhöhtes Schadensrisiko im Vergleich zu üblichen Hochbauten auf. Bei der seismischen Auslegung solcher Industrieanlagen sind sowohl das Tragwerk (Primärstruktur) als auch nichttragende verfahrenstechnische und architektonische Bauteile (Sekundärstrukturen) zu berücksichtigen. Die vorliegende Dissertation erarbeitet für beide Bereiche integrierte Bemessungskonzepte.

Für die Untersuchung der Tragstruktur wird auf die bekannte Kapazitätsspektrum-Methode zurückgegriffen, da mittels dieses verformungsbasierten, nichtlinear-statischen Bemessungsverfahrens nicht nur in einfacher Weise eine verhaltensorientierte Bemessung des Tragwerks ermöglicht wird, sondern auch Grenzwerte relativer Verschiebungen für die Auslegung von verformungssensitiven Sekundärstrukturen wie Rohrleitungen und schlanken Kolonnen festgelegt werden können. Aufgrund der besonderen Situation im Anlagenbau (z.B. bezüglich stark unregelmäßiger Massenverteilungen in Grund- und Aufriss, bezüglich des Einflusses höherer Eigenformen auf das Gesamtschwingverhalten oder bezüglich der numerischen Modellierung bestehender Anlagen) ergeben sich bei der Anwendung des bekannten Verfahrens Schwierigkeiten. Hierfür werden eingehende Lösungskonzepte erarbeitet und anhand eines Anwendungsbeispiels veranschaulicht.

Der Auslegung beschleunigungssensitiver Sekundärstrukturen wie Behälter und punktförmige Aggregate kommt im Rahmen der erdbebensicheren Auslegung einer Industrieanlage besondere Bedeutung zu, da seismisch induzierte Schäden an oder durch nichttragende Bauteile die Primärschäden am Tragwerk oftmals weit übersteigen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden bestehende normative Bemessungsansätze für nichttragende Bauteile analysiert. Es wird nachgewiesen, dass die gebräuchlichen vereinfachten Ansätze für Sekundärstrukturen in den typischen weichen Stahlrahmenkonstruktionen des Anlagenbaus unzureichend sind, da insbesondere verstärkende Effekte aus Resonanz des nichttragenden Bauteils mit höheren Eigenformen des Tragwerks nicht berücksichtigt werden. Stattdessen wird aus der Interpretation von Etagenspektren ein alternatives kraftbasiertes Bemessungskonzept entwickelt, das die Interaktion zwischen Sekundärstruktur und Tragwerk über das Verhältnis ihrer Eigenperioden berücksichtigt. Das Konzept wird anhand umfangreicher parametrisierter Zeitverlaufsberechnungen validiert. Der Bemessungsvorschlag ist einfach anzuwenden und führt bei ausreichendem Sicherheitsniveau zu wirtschaftlichen Dimensionierungen.

**Schlagwörter:** Erdbeben, Industrieanlagen, Sekundärstrukturen, Kapazitätsspektrum-Methode, Interaktion, Baudynamik

## Abstract

Industrial facilities must be thoroughly designed to withstand seismic action as they exhibit an increased loss potential due to the possibly wide-ranging damage consequences and the valuable process engineering. The design must consider both the primary structure and the architectural or technical secondary structures. In this work integrated design concepts are developed for both parts.

Regarding the load carrying system (primary structure) the design approach is based on the well-established nonlinear-static capacity spectrum method. The method is expanded to consider the unique situation in plant engineering in respect of large eccentricities between the floor mass- and stiffness centres, the influence of higher vibration modes and the numeric modelling of existing structures. As it is a displacement based design procedure it directly provides maximum expected relative displacements for the design of deformation-sensitive secondary structures like pipes and multi-storey distillation columns. It facilitates performance based design which can easily be used to optimize the structure in order to minimise repair costs and possible down time in case of minor earthquakes. The design concept is illustrated by an application example of a typical production unit.

Studies of past earthquakes have shown that in highly industrialised regions the damage of or because of secondary structures can widely exceed the primary damage. Several international codes and standards offer simplified design approaches to cover non-structural components. These design expressions are analysed, and it is shown, that they are not sufficiently general for the most typical practical cases in plant engineering. To amend this, an alternative design approach is developed interpreting the characteristics of floor spectra. The new approach takes the natural periods of the primary and the secondary structure into account and realistically considers the amplification effects of resonance of the non-structural component with higher vibration modes of the primary structure. The concept is validated by comprehensive numerical parameter studies. It furnishes easy-to-use design expressions which can be universally applied to acceleration-sensitive non-structural elements, leading to cost-efficient design alternatives.

**Keywords:** Earthquake Engineering, industrial facilities, secondary structures, capacity spectrum method, interaction effects, structural dynamics

## Inhaltsverzeichnis

Danksagung.....	I
Kurzfassung .....	II
Abstract.....	III
Inhaltsverzeichnis.....	IV
Abbildungsverzeichnis.....	VII
Tabellenverzeichnis .....	X
1 Einleitung .....	1
1.1 Motivation.....	1
1.2 Aufbau und Abgrenzung der Arbeit.....	4
2 Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke .....	5
2.1 Seismizität.....	5
2.2 Einflussfaktoren der Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke .....	7
2.3 Darstellung der Erdbebeneinwirkung.....	12
2.3.1 Zeitverläufe .....	12
2.3.2 Antwortspektren.....	14
3 Tragwerksberechnung – Stand der Technik .....	20
3.1 Kraftbasierte Berechnungsansätze .....	21
3.1.1 Antwortspektrumverfahren (Response Spectrum Method) .....	21
3.2 Zeitverlaufsberechnungen (Time History Analyses) .....	26
3.3 Verformungsbasierte Berechnungsansätze .....	29
3.3.1 Antwortspektrumverfahren (Response Spectrum Method) .....	30
3.3.2 Verschiebungs-Koeffizienten-Methode (Displacement Coefficient Method) .....	31
3.3.3 Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung (Direct Displacement Based Design).....	32
3.3.4 Kapazitätsspektrum-Methode (Capacity Spectrum Method).....	34
3.3.5 Überlegungen zum Lastansatz bei der Pushover-Analyse .....	41
4 Tragwerksberechnung im Anlagenbau.....	47
4.1 Modellbildung .....	48
4.2 Lastansatz.....	50
4.2.1 Verteilung der statischen Ersatzlasten innerhalb einer Tragwerksebene.....	50

---

4.2.2	Verteilung der statischen Ersatzlasten über die Bauwerkshöhe.....	51
4.3	Pushoverkurve.....	53
4.4	Auswertung.....	56
4.5	Anwendungsbeispiel.....	58
4.5.1	Modellbildung.....	58
4.5.2	Berechnung der Eigenformen und Anteilsfaktoren.....	59
4.5.3	Pushover-Analyse.....	61
4.5.4	Auswertung im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm.....	63
4.6	Zusammenfassung und Fazit.....	65
5	Bemessung von Sekundärstrukturen – Stand der Technik.....	67
5.1	Analytische Berechnungsansätze.....	68
5.2	Normative Bemessungsansätze für beschleunigungssensitive nicht-tragende Bauteile.....	70
5.2.1	Internationale Bemessungsformeln in chronologischer Reihenfolge.....	70
5.2.2	Qualitative Gegenüberstellung bestehender Einbautenformeln.....	81
5.2.3	Ansatz vertikaler Ersatzlasten.....	82
6	Bemessungskonzept für Sekundärstrukturen im Anlagenbau.....	84
6.1	Grundüberlegung anhand von Etagenspektren.....	84
6.2	Neues Bemessungskonzept.....	88
6.2.1	Vorbemerkung.....	88
6.2.2	Bemessungsformeln.....	89
6.2.3	Dämpfung und nichtlineares Materialverhalten der Primär- und der Sekundärstruktur.....	92
6.3	Validierung des Bemessungskonzepts anhand numerischer Parameterstudien.....	94
6.3.1	Systemmodellierung.....	95
6.3.2	Numerische Berechnungen.....	98
6.3.3	Ergebnisse: Bestätigung der Grundüberlegung aus Abschnitt 6.1.....	100
6.3.4	Ergebnisse: Vergleich der statischen Ersatzlasten.....	102
6.3.5	Ergebnisse: Einfluss großer Komponentenmassen.....	106
6.3.6	Ergebnisse: Zusammenfassung.....	108
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	109

Literaturverzeichnis .....	111
Verwendete Abkürzungen, Bezeichnungen und Symbole.....	118
Anhang - Parameterstudien zur Validierung der entwickelten Bemessungsformel für beschleunigungssensitive nichttragende Bauteile im Anlagenbau.....	125

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Typische Tragwerkskonstruktionen im Anlagenbau .....	2
Abbildung 1.2:	Typische Sekundärstrukturen und Unterkonstruktionen im Anlagenbau .....	3
Abbildung 2.1:	Tektonische Platten, Erdbebenzonen und Vulkane der Erde [17] .....	6
Abbildung 2.2:	Erdbebenzonen in Deutschland nach DIN 4149 [65] .....	8
Abbildung 2.3:	Konzepte zur seismischen Ausbildung eines Tragwerks nach [13].....	10
Abbildung 2.4:	Beispielhafte Kraft-Verformungs-Linie eines Stahlbauteils [28] .....	12
Abbildung 2.5:	Antwortspektren von drei synthetisch generierten Beschleunigungszeitverläufen und zugehöriges Zielspektrum nach DIN 4149 [65] .....	13
Abbildung 2.6:	Schematische Darstellung des Verlaufs geglätteter Antwortspektren der Absolutbeschleunigung, Relativgeschwindigkeit und Relativverschiebung [13] .....	15
Abbildung 2.7:	Herleitung der Bewegungsdifferentialgleichung eines Einmassenschwingers .....	15
Abbildung 2.8:	Elastisches Antwortspektrum nach DIN 4149 in logarithmischer Darstellung .....	17
Abbildung 3.1:	Prinzipskizze Multimodales Antwortspektrumverfahren .....	21
Abbildung 3.2:	Definition des Verhaltensbeiwerts $q$ nach [13] .....	24
Abbildung 3.3:	Mathematische Ansätze zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts nach [62].....	25
Abbildung 3.4:	Effektive Grundperiode des Bauwerks nach FEMA 356 [39] .....	31
Abbildung 3.5:	Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung [85] .....	33
Abbildung 3.6:	Kapazitätsspektrum-Methode .....	34
Abbildung 3.7:	Ermittlung des Kapazitätsspektrums.....	35
Abbildung 3.8:	Interpretation der äquivalenten viskosen Dämpfung nach [60] .....	37
Abbildung 3.9:	Beispielhaftes elastisches Antwortspektrum der DIN 4149 [65].....	38
Abbildung 3.10:	Ermittlung des Performance Points nach [15], [41], [62] .....	40
Abbildung 3.11:	Lastansatz zur Bestimmung der Pushoverkurve .....	41
Abbildung 3.12:	Praktische Anwendung der Multimodalen Pushover-Analyse [74].....	43
Abbildung 4.1:	Verhaltensorientierte Bemessung mittels Kapazitätsspektrum-Methode .....	47
Abbildung 4.2:	Qualitative Darstellung der Eigenformen eines einstöckigen Gebäudes bei Zusammenliegen von Massen- und Steifkeitsmittelpunkt nach [80] .....	48

Abbildung 4.3:	Qualitative Darstellung der Eigenformen eines einstöckigen Gebäudes nach [80] a) bei Steifigkeitsexzentrizität in x-Richtung b) bei Steifigkeitsexzentrizität in x- und y-Richtung; identische Translationssteifigkeit in beiden Hauptrichtungen des Gebäudes.....	49
Abbildung 4.4:	Berücksichtigung der Kopplung von Translations- und Rotationsschwingungen beim Lastansatz innerhalb einer Tragwerksebene [23] .....	51
Abbildung 4.5:	Beispielhafter Vergleich der Kapazitätskurven und des Performance Points .....	52
Abbildung 4.6:	Einfluss der Fließgelenkbildung auf die Tragwerksduktilität.....	54
Abbildung 4.7:	Einfluss des Lastansatzes auf die Form der Pushoverkurve .....	55
Abbildung 4.8:	Einfluss schwacher Stützen bei Lastansatz proportional zur zweiten Eigenform .....	55
Abbildung 4.9:	EXCEL-Modul zur Transformation und Auswertung einer Pushoverkurve; Kapazitätskurve mit „Wahlpunkten“ zur Bestimmung der effektiven Dämpfung im aktuellen Verformungszustand.....	57
Abbildung 4.10:	EXCEL-Modul zur Transformation und Auswertung einer Pushoverkurve; Überlagerung der Kapazitätskurve mit abgeminderten elastischen Antwortspektren .....	57
Abbildung 4.11:	Dreidimensionales Tragwerksmodell der Beispielanlage.....	59
Abbildung 4.12:	Grundeigenformen des Tragwerkmodells .....	60
Abbildung 4.13:	Pushoverkurven bei verschiedenen Lastansätzen .....	61
Abbildung 4.14:	Erste plastische Bereiche im Tragwerk .....	62
Abbildung 4.15:	Verformtes Modell bei Lastansatz proportional zur 1. Eigenform in x-Richtung; Darstellung 5-fach überhöht.....	62
Abbildung 4.16:	Überlagerung der vier Kapazitätskurven mit dem resultierenden abgeminderten Normantwortspektrum für eine Wiederkehrperiode von ca. 1300 Jahren ( $\gamma_I=1,4$ ) .....	63
Abbildung 4.17:	Überlagerung der Kapazitätskurve aus Lastansatz proportional zur ersten Eigenform in x-Richtung mit dem resultierenden abgeminderten Normantwortspektrum für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren ( $\gamma_I=1,0$ ) .....	64
Abbildung 5.1:	Schäden an verfahrenstechnischen Einbauten infolge Erdbeben.....	67
Abbildung 5.2:	Ansatz von Adam et al. [1], [2].....	68
Abbildung 5.3:	Kennwerte amerikanischer Normspektren.....	74

Abbildung 5.4:	Dynamischer Erhöhungsfaktor („component amplification factor“) $a_p$ nach FEMA 450 [20] .....	77
Abbildung 5.5:	Dynamischer Erhöhungsfaktor $K_T$ nach PS 92 .....	80
Abbildung 5.6:	Höhenabhängige Skalierung der Bodenbeschleunigung bei verschiedenen linearen Bemessungsansätzen .....	81
Abbildung 6.1:	Schema zur Erzeugung von Etagenspektren .....	84
Abbildung 6.2:	Schematische Darstellung der relativen Verschiebung und der Beschleunigung eines sehr steifen (a) und eines sehr weichen (b) Einmassenschwingers [1].....	85
Abbildung 6.3:	Etagenantwortspektren aus Parameterstudie nach Abschnitt 6.3; Beispielhafte Antwortspektren der Etagenbeschleunigungen für einen fünfstöckigen Stahlrahmen.....	85
Abbildung 6.4:	Etagenantwortspektren aus Parameterstudie nach Abschnitt 6.3; Korrespondierende Antwortspektren der relativen Etagenverschiebungen.....	86
Abbildung 6.5:	Faktor zur Umrechnung des Verschiebungsantwortspektrums in das korrespondierende Beschleunigungsantwortspektrum.....	87
Abbildung 6.6:	Veranschaulichung des dreigeteilten Bemessungskonzepts .....	88
Abbildung 6.7:	Dynamischer Vergrößerungsfaktor für den linearen Bemessungsansatz.....	90
Abbildung 6.8:	Numerisches Modell für Zeitverlaufsberechnungen .....	94
Abbildung 6.9:	Numerisches Modell für Zeitverlaufsberechnungen in Parameterstudie 3 .....	98
Abbildung 6.10:	Numerisches Modell für Spektrale Analysen und Etagenspektren.....	99
Abbildung 6.11:	Beschleunigungen von Etagen und nichttragenden Bauteilen.....	101
Abbildung 6.12:	Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für $T_a \approx T_2$ ( $T_a/T_1 = 0.38$ ) .....	103
Abbildung 6.13:	Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für $T_a \approx T_3$ ( $T_a/T_1 = 0.15$ ) .....	104
Abbildung 6.14:	Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für $T_a \approx T_1$ ( $T_a/T_1 = 1,0$ ) .....	105
Abbildung 6.15:	Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für große $T_a/T_1$ ( $T_a/T_1 = 4,0$ ).....	105

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Auswahl historischer Erdbeben [88], [90], [92] .....	7
Tabelle 3.1:	Anforderungen an das Bauwerk bei verhaltensbasierter Bemessung [38], [15] .....	20
Tabelle 4.1:	Signifikante Modalformen .....	60
Tabelle 4.2:	Relative Verschiebungen der Tragwerksebenen im massennahen Außenrahmen .....	65
Tabelle 6.1:	Typische Werte der viskosen Bauwerksdämpfung für verschiedene Konstruktionsweisen [29] .....	93
Tabelle 6.2:	Variation der Tragwerks-Parameter in Studie 1 .....	96
Tabelle 6.3:	Variation der Komponenten-Parameter in Studie 1 und 2 .....	97
Tabelle 6.4:	Variation der Komponenten-Parameter in Studie 3 .....	98
Tabelle 6.5:	Einfluss großer Komponentenmassen auf die Etagenbeschleunigung; $a_{\text{Etag}}$ , aus Zeitverlaufsberechnung am differenzierten Modell / $a_{\text{Etag}}$ , aus Spektraler Analyse am idealisierten Modell .....	106
Tabelle 6.6:	Resultierender Vergrößerungsfaktor; $a_{\text{Bauteil}}$ , aus Zeitverlaufsberechnung am differenzierten Modell / $a_{\text{Etag}}$ , aus Spektraler Analyse am idealisierten Modell .....	107

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation

Industrieanlagen sind typischerweise komplexe Systeme aus einer Last abtragenden Hauptstruktur und zahlreichen nichttragenden Bauteilen, welche entweder linienförmig (Rohrleitungen, Kolonnen, u. ä.) oder kompakt (Behälter, Pumpen, u. ä.) gestaltet sein können. Insbesondere Anlagen der chemischen und petrochemischen Industrie weisen dabei im Erdbebenfall ein erhöhtes Schadensrisiko gegenüber üblichen Hochbauten auf, da sie kapitalintensive Prozesstechnik beinhalten, und da mögliche Schäden unter Umständen weit reichende Auswirkungen auf Mensch und Umwelt haben. Dennoch gibt es in Deutschland zurzeit kein gültiges Regelwerk zur Handhabung des Lastfalls Erdbeben im Anlagenbau. Die hierzulande für die erdbebensichere Auslegung üblicher Hochbauten gültige Norm DIN 4149 [65] schließt Anlagen mit erhöhtem Gefahrenpotential explizit aus ihrem Anwendungsbereich aus. Die Störfallverordnung [21], die für Betriebe und Betriebsbereiche gilt, welche gefährliche Stoffe in relevanten Mengen handhaben, fordert zwar, die Anlagensicherheit für „umgebungsbedingte Gefahrenquellen wie Erdbeben“ sicherzustellen, gibt aber hierfür keine konkreten Handlungsempfehlungen. Daher sind sowohl für Tragwerke (Primärstrukturen) als auch für nichttragende verfahrenstechnische und architektonische Bauteile (Sekundärstrukturen) in Industrieanlagen Konzepte zur erdbebensicheren Auslegung zu erarbeiten.

### Tragstrukturen

Während im üblichen Hochbau (Wohngebäude, Bürogebäude, etc.) und im Ingenieurbau (Brücken, Tunnel, Staudämme, etc.) das Tragwerk selbst den Hauptwert des Bauwerks darstellt, ist die Tragstruktur im Anlagenbau zumeist nur Hilfskonstruktion zur Ermöglichung verfahrenstechnischer Prozesse. Hier macht den eigentlichen Wert der Anlage in aller Regel die Prozesstechnik aus. Gleichwohl werden gerade deshalb an das Tragwerk besondere Anforderungen gestellt. Zum einen müssen Grenzwerte der relativen Verschiebung im Tragwerk eingehalten werden, um Schäden an verformungssensitiven Bauteilen zu vermeiden. Zum anderen führen gerade die Bedürfnisse der Prozesstechnik zu erhöhten Beanspruchungen des Tragwerks. So ergeben sich aus verfahrenstechnischen Erfordernissen häufig stark unregelmäßige Massen- und Steifigkeitsverteilungen in Grundriss und Aufriss (Abbildung 1.1 b), was das Schwingungsverhalten gegenüber dem gleichmäßiger Bauwerke bedeutend verändert. Auch muss das Tragwerk flexibel genug gestaltet sein, um spätere Umbauten und Umnutzungen zu ermöglichen. Daher werden häufig Stahlrahmenkonstruktionen verwendet, die entweder durch zentrische oder exzentrische Diagonalen ausgesteift oder als biegesteife Rahmen ausgeführt werden und dadurch im Vergleich zu Stahlbetonbauwerken relativ weich sind (Abbildung 1.1 a).



a) Stahlrahmen mit aussteifenden Diagonalen [87]

b) Tragwerk mit großen Massen in oberen  
Tragwerksebenen [93]

### Abbildung 1.1: Typische Tragwerkskonstruktionen im Anlagenbau

Neben der Sicherstellung der Tragfähigkeit auch beim maximal am Standort denkbaren Erdbeben hat der Anlagenbetreiber ein ökonomisches Interesse daran, dass bei weniger starken seismischen Belastungen die Schäden am Tragwerk und an verfahrenstechnischen Einbauten möglichst gering bleiben und kostenintensive Reparaturen oder Betriebsausfälle vermieden werden. Aus diesem Grund eignen sich für die Auslegung von Industrieanlagen in besonderer Weise Bemessungsverfahren, die eine verhaltensorientierte Bemessung ermöglichen, die also für verschiedene Erdbebenintensitäten die Einhaltung der vom Anlagenbetreiber zu definierenden Grenzzustände nachweisen. Einige derartige Verfahren wurden in den letzten Jahren entwickelt, doch sind sie oftmals nicht direkt auf die besonderen Gegebenheiten im Anlagenbau anwendbar. Hier müssen bekannte Verfahren überprüft und für die Anwendung auf Industrieanlagen erweitert werden.

### Nichttragende Bauteile

Erdbeben in hoch industrialisierten Regionen haben gezeigt, dass die Schäden an oder durch nichttragende Bauteile (Sekundärstrukturen) die Primärschäden an Tragwerken oft weit übersteigen [84]. Dies beinhaltet indes nicht nur irreparable Schäden an Komponenten, sondern auch Folgekosten von Ausfällen sensibler Verfahrenstechnik, Leckagen und Sekundärschäden z.B. infolge Beschädigungen benachbarter Komponenten, Freisetzung umweltgefährdender Stoffe oder Brandentwicklung.

Rohrleitungen und andere linienförmige nichttragende Bauteile werden im Erdbebenfall in erster Linie durch relative Verschiebungen der Auflagerpunkte beansprucht und können daher im

Rahmen der verformungsbasierten Tragwerksbemessung mit betrachtet werden. Kompakte Sekundärstrukturen wie Behälter, Pumpen und andere punktförmige Aggregate sowie deren Unterkonstruktionen werden hingegen in erster Linie durch große Trägheitskräfte belastet. Sie sind demnach beschleunigungssensitiv und müssen mittels eines kraftbasierten Bemessungsansatzes dimensioniert werden.

Die Untersuchung des seismischen Verhaltens punktförmiger Komponenten ist abgesehen vom Gefahrenpotential des Komponenteninhalts aus einem weiteren Grund besonders wichtig: Trotz der bei großen Massen hohen Trägheitskräfte werden häufig Unterkonstruktionen gewählt, deren Widerstand gegen Horizontallasten gering oder in beiden Horizontalrichtungen unterschiedlich stark ausgeprägt ist (Abbildung 1.2 a und b). Kritisch sind insbesondere Komponenten, die in eingehausten Tragwerken installiert sind, da sie dort nicht für den Lastfall Wind ausgelegt werden müssen und häufig nur konstruktiv am Tragwerk befestigt sind. Insofern können auch Konstruktionen wie in Abbildung 1.2 c) und d) bei unzureichender Verankerung im Erdbebenfall Schaden nehmen. Trotz der vielseitigen Aufständervarianten, können die typischen punktförmigen Sekundärstrukturen für die Bemessung zumeist als Einmassenschwinger idealisiert werden.



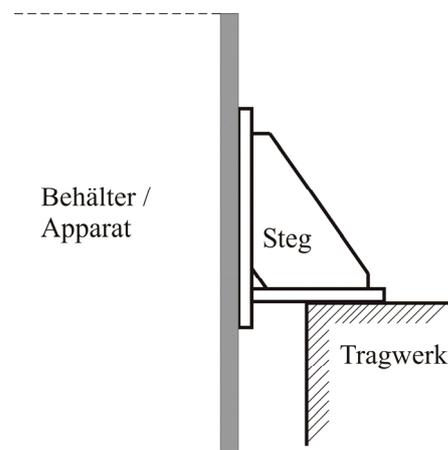
a) Sattellagerung liegender Behälter [86]



b) Apparätfüße aus Blechen für stehende Behälter [86]



c) Apparätfüße aus Rundrohr [89]



d) Prattenlagerung nach [82]

**Abbildung 1.2: Typische Sekundärstrukturen und Unterkonstruktionen im Anlagenbau**

In zahlreichen internationalen Normen und Richtlinien werden Bemessungsansätze für die Auslegung nichttragender Bauteile angeboten. Diese Ansätze wurden allerdings für Bauteile in üblichen Hochbauten entwickelt. Da im Anlagenbau deutlich abweichende Gegebenheiten bzgl. Tragstruktur sowie Konstruktion und Masse der Komponenten vorliegen, muss die Gültigkeit der Bemessungsansätze für Sekundärstrukturen in Industrieanlagen überprüft werden. Es darf an dieser Stelle voraus gegriffen werden, dass im Rahmen der vorliegenden Arbeit wesentliche Defizite der bekannten vereinfachten Bemessungsansätze aufgezeigt werden und infolge dessen ein neues, allgemeingültiges Konzept für die wirtschaftliche Auslegung von Sekundärstrukturen im Anlagenbau entwickelt wird.

## 1.2 Aufbau und Abgrenzung der Arbeit

Zur Einführung in die Thematik werden in **Kapitel 2** kurz die Grundlagen des Erdbebeningenieurwesens rekapituliert.

**Kapitel 3 und 4** befassen sich mit der Tragwerksberechnung. Hier werden zunächst aktuell gebräuchliche Berechnungsverfahren vorgestellt und ihre Praktikabilität für den Anlagebau diskutiert. Dabei stellt sich die seit einigen Jahren im Bereich des üblichen Hochbaus bekannte Kapazitätsspektrum-Methode als besonders attraktiv für die Bemessung des Tragwerks und der linienförmigen Sekundärstrukturen dar. Schwierigkeiten, die sich bei der Einbeziehung der besonderen Randbedingungen des Anlagenbaus ergeben, werden thematisiert und gelöst. Ein Anwendungsbeispiel veranschaulicht die Ergebnisse.

**Kapitel 5 und 6** widmen sich der Auslegung punktförmiger Sekundärstrukturen. Auch hier wird zunächst die Entwicklung internationaler Bemessungsempfehlungen und Normen dargestellt. Anhand von Etagenspektren wird in Kapitel 6 nachgewiesen, dass die bekannten vereinfachten Bemessungsformeln in internationalen Normen für nichttragende Bauteile elementare Mängel aufweisen. Daraufhin wird ein neues, allgemeingültiges Bemessungskonzept erarbeitet, das Interaktionseffekte zwischen Komponente und Tragwerk realitätsnah berücksichtigt. Das Konzept wird anhand von Zeitverlaufsberechnungen im Rahmen umfangreicher Parameterstudien validiert.

Die Arbeit schließt in **Kapitel 7** mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick auf sinnvolle zukünftige Arbeiten und Erweiterungen.

Die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wurden in erster Linie mit Blick auf die Gegebenheiten der chemischen Industrie am Standort Deutschland durchgeführt. Dabei wurden im Bereich der Tragwerksanalyse vorrangig Stahlrahmenkonstruktionen betrachtet. Für die Entwicklung des Bemessungsansatzes für beschleunigungssensitive Sekundärstrukturen wurde davon ausgegangen, dass die Komponenten als Einmassenschwinger idealisiert werden können und ebenfalls in einem Stahlrahmentragwerk installiert sind. Sollen andere Systemkonfigurationen bezüglich der Tragwerkskonstruktion oder des Standorts betrachtet werden, müssen ggf. Skalierungsfaktoren angepasst werden. Die getätigten Grundüberlegungen behalten aber ihre Gültigkeit.

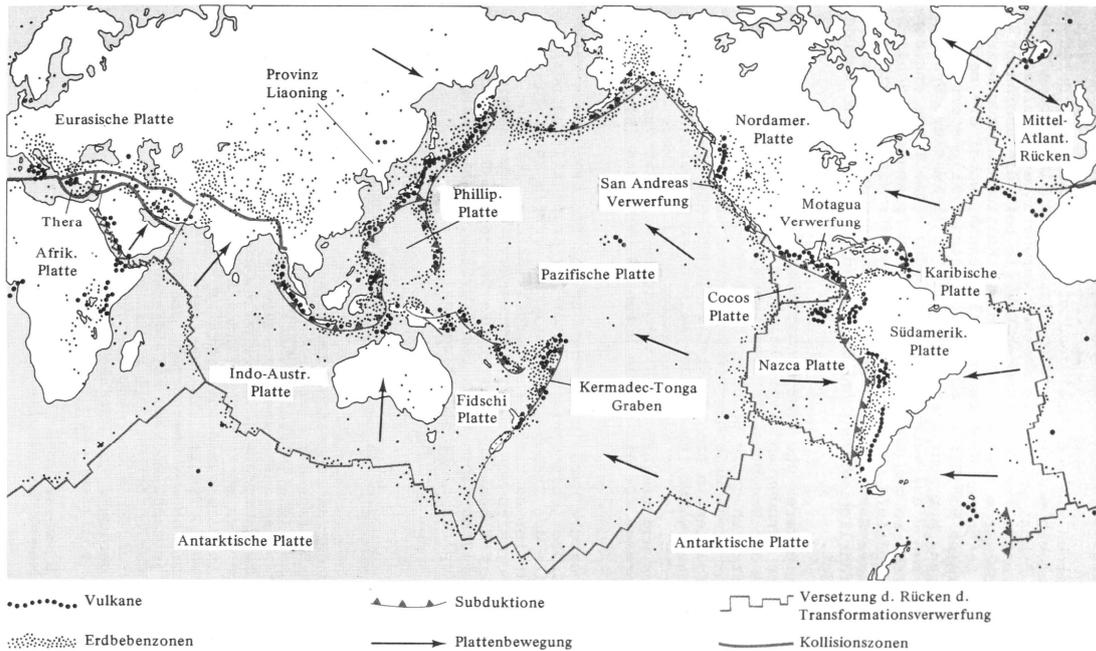
## 2 Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke

Während in Zentraleuropa die aus Erdbeben resultierende Gefahr lange Zeit unterschätzt wurde, wächst seit einigen Jahrzehnten die Sensibilität für dieses Thema. Obwohl Deutschland allgemein als Schwachbebenland gilt, ist das Schadenspotential insbesondere durch große Wertzusammenkunft in seismisch aktiven Gebieten wie dem Oberrheingraben, der Rheinischen Bucht oder der Schwäbischen Alb groß. Bei einem Wiederauftreten früherer Erdbeben mit gleicher Stärke wäre mit großen ökonomischen Schäden aber auch mit Verlust von Menschenleben zu rechnen [14]. Die erdbebensichere Auslegung von Bauwerken auch in Regionen geringer bis mittlerer Seismizität muss also ein Anliegen der Gesellschaft im Sinne des Personen- und Umweltschutzes sowie der Bauwerksbetreiber im Sinne des Werterhaltes der Anlagen sein.

Bevor sich die vorliegende Arbeit mit der konkreten Bemessung von Primär- und Sekundärstrukturen befasst, werden in den folgenden Abschnitten zunächst die wichtigsten Grundlagen des Erdbebeningenieurwesens und die diesbezüglichen Besonderheiten im Anlagenbau zusammengestellt. Für detailliertere Erläuterungen wird auf einschlägige Literatur verwiesen ([13], [29], [58], [60], etc.).

### 2.1 Seismizität

Die Erdbebengefahr ist dort besonders groß, wo die tektonischen Platten der Erde aufeinander stoßen (Abbildung 2.1). Dies können tektonische Großplatten wie beispielsweise an der Westküste Nord- und Südamerikas, im Mittelmeerraum oder auf der Linie Neuseeland – Indonesien – Japan sein, oder aber regionale Bruchzonen, wie sie in Europa in Bereichen der Alpen, im Rheingraben, der Schwäbischen Alp u. ä. zu finden sind [13].



**Abbildung 2.1: Tektonische Platten, Erdbebenzonen und Vulkane der Erde [17]**

Während aus der Türkei und dem Mittelmeerraum vergleichsweise häufig von mittleren bis schweren Erdbeben berichtet wird, sind in Zentraleuropa Beben großer Magnitude selten, jedoch nicht unmöglich (Tabelle 2.1). Der Umfang wirtschaftlicher Schäden sowie die Anzahl Toter und Verletzter hängt indes nicht nur von der Erdbebenstärke, sondern insbesondere von der Wertdichte im Einflussbereich des Bebens sowie von der Art und Sicherheit der Bauwerke ab. Während das Northridge-Beben im Jahr 1994 im dicht besiedelten und hoch industrialisierten Kalifornien bei einer Magnitude von 6,7 „nur“ 60 Menschenleben forderte aber Schäden von geschätzten 44 Milliarden US-Dollar zur Folge hatte, forderte ein nur wenig schwächeres Beben 2003 im Iran auf der einen Seite das Vierhundertfache an Todesopfern, auf der anderen Seite aber nur einen Bruchteil der wirtschaftlichen Schäden. Die Wirkung strengerer Baunormen zeigt sich beispielsweise am Vergleich der Beben von Kobe, 1995, (Magnitude 6,9, 6.400 Tote, 100 Milliarden \$ Schaden) und Niigata knapp 10 Jahre später (Magnitude 6,6, 46 Todesopfer, 500 Mio. \$ Schaden). Baunormen können jedoch ihre Wirkung nur entfalten, wenn sie konsequent angewendet und überprüft werden. In der chinesischen Provinz Sichuan kamen 2008 fast 90.000 Menschen zu Tode, unter anderem, weil (öffentliche) Gebäude nicht regelkonform errichtet worden waren. Im Dezember 2004 musste die Welt weiterhin erleben, dass sekundäre Ereignisse infolge eines Erdbebens um ein Vielfaches fataler sein können als die direkten Folgen der Erderschütterung: Ein Seebeben mit Epizentrum nahe der Insel Sumatra führte zu einer meterhohen Tsunami-Welle, die an den Küsten des Indischen Ozeans bis hin zum afrikanischen Kontinent verheerende Schäden anrichtete.

**Tabelle 2.1: Auswahl historischer Erdbeben [88], [90], [92]**

<b>Jahr</b>	<b>Ort</b>	<b>Magnitude</b>	<b>Anzahl Tote</b>	<b>Wirtschaftlicher Schaden [\$]</b>
1356	Basel, Schweiz	6,5	1.000	<i>nicht quantifiziert</i>
1556	Shensi, China	8,0	830.000	<i>nicht quantifiziert</i>
1755	Lissabon, Portugal	8,7	70.000	<i>nicht quantifiziert</i>
1906	San Francisco, Kalifornien	7,8	3.000	524 Mio.
1960	Chile	9,5	5.700	675 Mio.
1976	Friaul, Italien	6,5	1.000	2 Milliarden
1978	Albstadt, Deutschland	5,7	0	140 Mio.
1983	Lüttich, Belgien	5,0	2	50 Mio.
1985	Michoacan, Mexiko	8,0	9.500-35.000	3-4 Milliarden
1989	Loma Prieta, Kalifornien	6,9	68	10 Milliarden
1992	Roermond, Niederlande	5,9	1	145 Mio.
1994	Northridge, Kalifornien	6,7	60	44 Milliarden
1995	Kobe, Japan	6,9	6.400	100 Milliarden
1997	Umbrien, Italien	6,4	10	4,5 Milliarden
1999	Izmit, Türkei	7,6	17.000	12 Milliarden
2003	Sibirien, Russland	7,3	3	11 Mio.
2003	Bam, Iran	6,6	26.000	500 Mio.
2004	Niigata, Japan	6,6	46	28 Milliarden
2004	Sumatra - Seebeben	9,1	220.000	10 Milliarden
2006	Chania, Griechenland	6,7	0	<i>nicht quantifiziert</i>
2008	Provinz Sichuan, China	7,9	88.000	86 Milliarden

## 2.2 Einflussfaktoren der Erdbebeneinwirkung auf Bauwerke

### Lokale Erdbebengefährdung

Die Erdbebengefährdung eines Standortes beziffert die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Erdbebens bestimmter Stärke innerhalb eines bestimmten Zeitintervalls. Diese Wahrscheinlichkeit ist ausschließlich durch die lokalen geologischen Gegebenheiten (Nähe zu einer tektonischen Bruchzone, Art des geologischen Untergrundes) beeinflusst und nicht durch Menschenhand veränderbar. Zur Darstellung der lokalen Erdbebengefährdung wurden Erdbebengefährdungskarten entwickelt und in Normenwerken hinterlegt, denen man für eine bestimmte Wiederkehrperiode die zu erwartende maximale Bodenbeschleunigung eines Standortes entnehmen kann. Oftmals wird die Zuordnung der Maximalwerte über so genannte Erdbebenzonen realisiert. Abbildung 2.2 zeigt eine solche für Deutschland gültige Karte für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren, also einer Auftretenswahrscheinlichkeit von 10% in

50 Jahren, welche für die seismische Bemessung üblicher Hochbauten angewendet wird (vgl. Abschnitt 2.3).



Abbildung 2.2: Erdbebenzonen in Deutschland nach DIN 4149 [65]

## Baugrund

Während sich die Erdbebengefährdung auf die lokalen geologischen Verhältnisse bezieht, können die Erdbebeneigenschaften durch den direkten Baugrund noch deutlich verändert werden.

Weiche Böden filtern bzw. dämpfen hochfrequente Schwingungen und verstärken niederfrequente Schwingungen. Liegt also beispielsweise ein Becken sehr weicher Böden vor, wie dies unter anderem in Teilen von Mexico City der Fall ist, kann dies bei einem Erdbeben zu erheblichen Schäden an der Bausubstanz führen. So wurden 1985 in Mexiko Stadt weit über 400 meist hohe Gebäude gänzlich zerstört und mehr als 3.000 stark beschädigt, obwohl die gemessenen Bodenbeschleunigungen von etwa  $1,7 \text{ m/s}^2$  nur mäßig hoch waren – die Grundfrequenz der zerstörten Gebäude lag mit 1,5 bis 3 Hz im Resonanzbereich der dominierenden Grundschwingung des weichen Baugrunds, was zu einem Aufschaukeln und daraus resultierenden großen relativen Bauwerksverformungen führte [13].

## Tragstruktur

Wird eine (Trag-) Struktur in ihren Eigenfrequenzen angeregt, verstärkt dies die Antwort des Systems auf die Anregung. Die Eigenfrequenzen des Tragwerks stehen dabei im Verhältnis zu seiner Steifigkeit und, im umgekehrten Verhältnis, zu seiner Masse. Weiterhin gilt: Je größer die (elastische) Steifigkeit des Tragwerks bezogen auf horizontale Kräfte ist, desto geringer fallen die relativen horizontalen Stockwerksverschiebungen aus, aber desto größer sind die zu erwartenden Stockwerksbeschleunigungen (vgl. Kapitel 6.1). Der realistische Ansatz der Tragwerkssteifigkeit ist daher bei der Bemessung von besonderer Wichtigkeit. Wird die Steifigkeit größer angesetzt als sie wirklich ist, wird die Eigenfrequenz bei gegebener Masse überschätzt, die Verschiebungen können im Ernstfall größer ausfallen als berechnet und damit beispielsweise für verschiebungssensitive Sekundärstrukturen wie Rohrleitungen kritisch sein.

Weitere für das Verhalten im Erdbebenfall ausschlaggebende Eigenschaften des Tragwerks sind der Tragwiderstand gegen horizontale Kräfte und die Duktilität, also das plastische Verformungsvermögen (siehe auch Abschnitt 3.1.1.3). Wird bei der Auslegung der Tragstruktur ein sehr hoher Tragwiderstand vorgesehen, übersteht das Bauwerk das (Bemessungs-) Erdbeben elastisch, also ohne bleibende Verformungen (Abbildung 2.3). Dieses Vorgehen ist in Regionen geringer Seismizität sinnvoll, führt aber bei starken zu erwartenden Erdbeben zu unwirtschaftlichen Lösungen. Hier ist es sinnvoller, bereits beim Entwurf bestimmte Tragwerksteile konstruktiv so durchzubilden, dass sie sich beim (seltenen) Auftreten großer Bodenbewegungen planmäßig plastisch verformen und so einen Großteil der eingetragenen Energie dissipieren. Die dabei entstehenden Schäden bleiben lokal begrenzt und damit reparabel; ein Einsturz des Bauwerks kann verhindert werden.

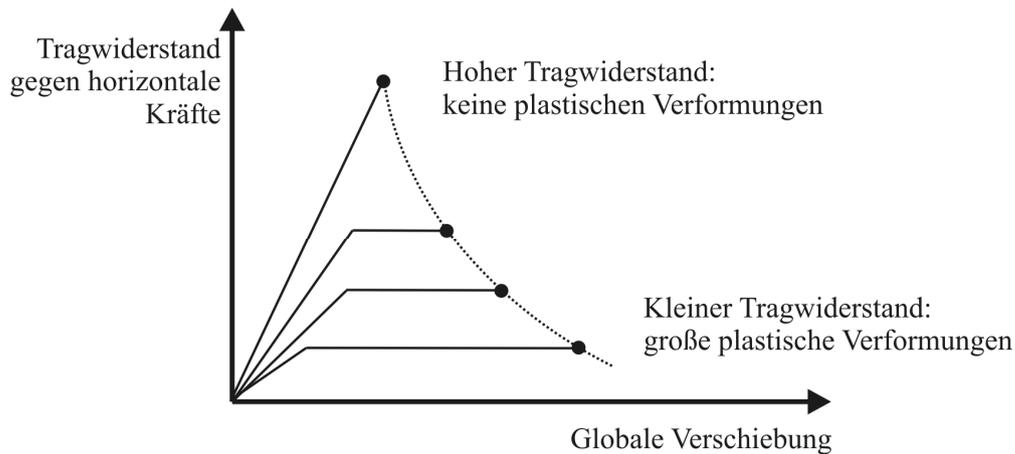


Abbildung 2.3: Konzepte zur seismischen Ausbildung eines Tragwerks nach [13]

### Dämpfung

Verhält sich ein Tragwerk bei dynamischer Beanspruchung linear-elastisch, so wird durch verschiedene physikalische Dämpfungsmechanismen ein Teil der eingetragenen Energie dissipiert. Dies geschieht sowohl intern, z.B. durch Materialdämpfung oder Dämpfung in Kontaktbereichen innerhalb des Tragwerks (Lager, Fugen), als auch extern, beispielsweise durch Energieabstrahlung in den Baugrund. Die Dämpfung im Bauwerk ist weiterhin abhängig von der Stärke der Anregung bzw. der Ausnutzung des Materials; zum einen, weil innerhalb des Baustoffs mit zunehmenden Spannungsamplituden mehr und mehr nicht elastische Verzerrungen auftreten, zum anderen, weil im Rahmen der Bauteildämpfung mit größer werdenden Verformungen zusätzliche Reibstellen aktiviert werden (z.B. Schlupf in Schraubenverbindungen, gegenseitige Gleitung in unterschiedlichen Ausbauelementen und Lagerflächen) [68].

Aufgrund der genannten vielfältigen Einflussfaktoren, muss die Dämpfung eines Bauwerks experimentell ermittelt werden. Da dies für Bestandsbauten nur in Sonderfällen wirtschaftlich vertretbar, und bei Neuplanungen von Bauwerken schlicht nicht möglich ist, muss bei der Bemessung auf Versuchsdaten und Erfahrungswerte bezüglich ähnlicher Tragstrukturen zurückgegriffen werden.

In der Baudynamik wird üblicherweise eine direkte Proportionalität zwischen Dämpfungskraft und Geschwindigkeit der bewegten Masse angenommen (lineare viskose Dämpfung; vgl. Abbildung 2.7), sodass in der Bewegungsdifferentialgleichung des Einmassenschwingers der konstante Dämpfungskoeffizient

$$c = 2 \cdot D \cdot m \cdot \omega \quad (2.1)$$

mit  $D = \xi = \text{LEHR'sches Dämpfungsmaß}$   
 $m = \text{Masse des Einmassenschwingers}$   
 $\omega = \text{Eigenkreisfrequenz des Einmassenschwingers}$

verwendet, und die oben erwähnte Nichtlinearität der Dämpfungseigenschaft vernachlässigt wird. Daher ist bei der Wahl des anzusetzenden Dämpfungsmaßes  $D$  auch die Amplitude der

Schwingung zu beachten, die bei der Ermittlung des Wertes zugrunde gelegt wurde: Chopra [28] zeigt beispielhaft, dass das LEHR'sche Dämpfungsmaß bei Versuch und bei Messung im Erdbebenfall an ein und demselben Gebäude trotz jeweiligem linear-elastischem Verhalten des Bauwerks um den Faktor 4 bis 5 abweichen kann. Empfohlene Werte des LEHR'schen Dämpfungsmaßes für die seismische Bemessung verschiedener Konstruktionen und Baustoffe sind in Tabelle 6.1 auf Seite 93 angegeben. Ein kleineres Maß der Dämpfung ist dabei freilich für Bemessungszwecke die konservative, also auf der sicheren Seite liegende Wahl.

Sind in einem Tragwerk die Dämpfungsmechanismen bereichsweise stark unterschiedlich (z.B. wenn eine – schwächer gedämpfte – Stahlrahmenkonstruktion auf einen – stärker gedämpften – Rahmen aus Stahlbeton aufgesetzt ist), ist die Dämpfungsmatrix nicht diagonal und die Bewegungsdifferentialgleichung (3.9) kann nicht entkoppelt werden. In diesem Fall liegt eine so genannte „nicht-klassische“ Dämpfung vor, für die die klassischen Ansätze der modalen Analyse nicht anwendbar sind [28]. Wenngleich im Anlagenbau Tragwerkskonstellationen mit nicht-klassischer Dämpfung insbesondere bei Umbauten denkbar sind, ist dieser Fall in der Praxis eher selten. Im Allgemeinen kann wie im üblichen Hochbau von „klassischer Dämpfung“, also von einer diagonalen Dämpfungsmatrix ausgegangen werden. Zur Zusammenstellung der Dämpfungsmatrix aus den bekannten bzw. geschätzten modalen Dämpfungswerten  $2D_i\omega_i$  können verschiedene Ansätze verfolgt werden, von denen die massen- und steifigkeitsproportionalen RAYLEIGH-Dämpfung oder die mehr als zwei modale Dämpfungswerte berücksichtigende CAUGHEY-Dämpfung am gebräuchlichsten sind. Für nähere Erläuterungen der Verfahren wird auf entsprechende Literatur verwiesen [28], [29], [59].

### **Energiedissipation durch plastische Verformungen**

Zusätzlich zur viskosen Dämpfung des linear-elastischen Systems wird im inelastischen Verformungsbereich Energie durch plastische Verformungen der Bauteile dissipiert. Da die Kraft-Verformungslinie in diesem Fall von der Belastungsgeschichte abhängt, ist auch die Dämpfung als Fläche unter dieser Kraft-Verformungslinie veränderlich (Abbildung 2.4). Zur Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung ist hier der nichtlineare Zusammenhang  $F_R=f(u)$  zwischen Rückstellkraft  $F_R$  und Verformung  $u$  explizit zu berücksichtigen.

Bei nichtlinear statischen Berechnungsverfahren bleibt die Belastungsgeschichte verfahrensbedingt unberücksichtigt. Die zusätzliche Dämpfung durch plastische Verformungen kann aber durch Ansatz einer äquivalenten viskosen Bauwerksdämpfung approximiert werden. Darauf wird in Abschnitt 3.3.4.1 näher eingegangen.

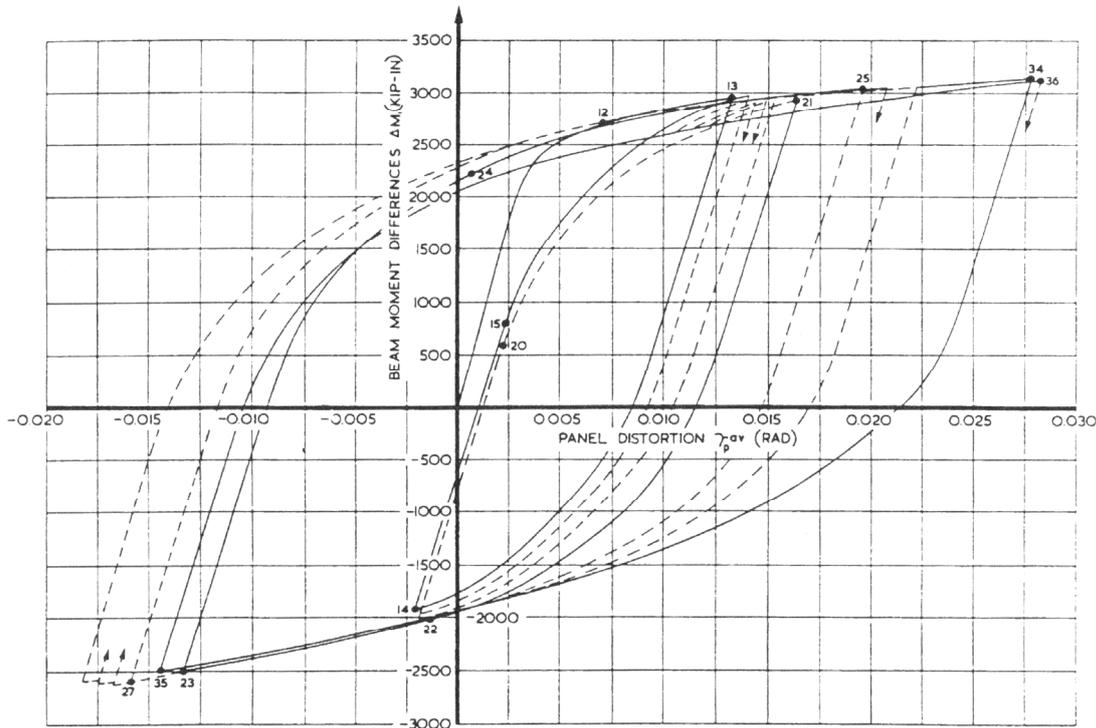


Abbildung 2.4: Beispielhafte Kraft-Verformungs-Linie eines Stahlbauteils [28]

## 2.3 Darstellung der Erdbebeneinwirkung

Zur erdbebengerechten Bemessung ist es nicht ausreichend, die Stärke des Bebens z.B. in Form der Magnitude zu kennen, vielmehr bedarf es genauerer Informationen über bestimmte Eigenschaften des Bebens wie die maximale Amplitude oder den Frequenzgehalt der Bodenanzregung. Zur Darstellung der Erdbebeneinwirkung werden je nach Anforderung Zeitverläufe oder Antwortspektren verwendet.

### 2.3.1 Zeitverläufe

Die für die Bemessung von Bauwerken bedeutsamen Kennwerte lokaler Bodenbewegungen sind

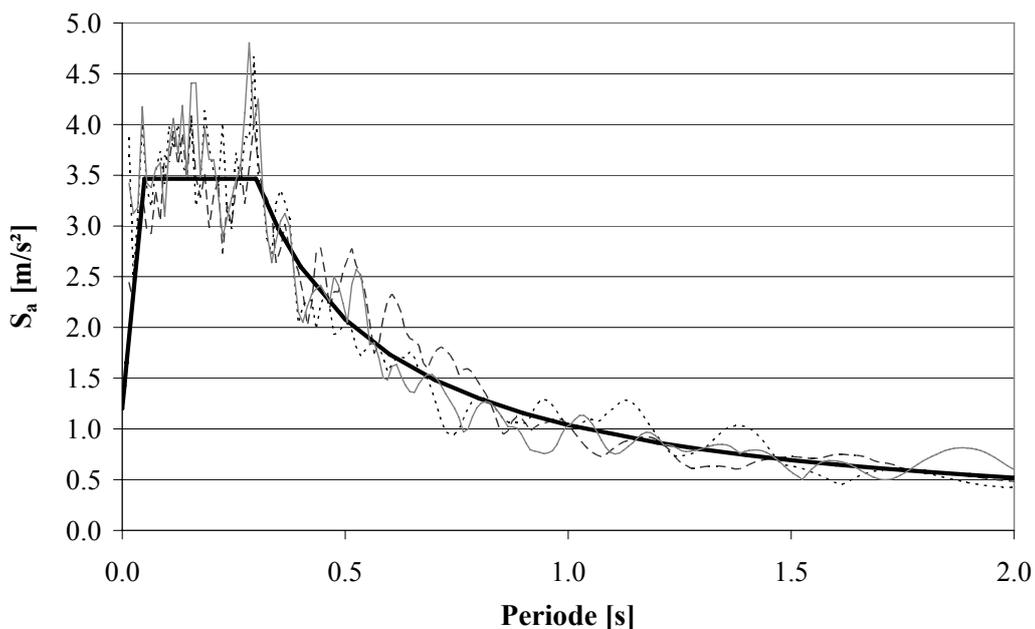
- die Bodenverschiebung  $d_g(t)$ ,
- die Bodengeschwindigkeit  $v_g(t)$ ,
- die Bodenbeschleunigung  $a_g(t)$ ,
- der Frequenzgehalt der Bodenbewegung, sowie
- die Dauer des Erdbebens bzw. die Starkbebenphase.

Die ersten drei Kennwerte können von Seismographen während eines Erdbebens als Zeitverläufe aufgezeichnet werden. Die Form derartiger Bewegungszeitverläufe ist regional sehr unterschiedlich und hängt unter anderem von der lokalen Topologie, der Geologie sowie von den lokalen Untergrundverhältnissen ab. Dementsprechend variieren auch die zu erwartenden Maximalwerte

der Bodenbeschleunigung, -geschwindigkeit und -verschiebung je nach Bauwerksstandort. Die vertikale Beschleunigungskomponente kann dabei je nach Untergrund bis zu 2/3 kleiner sein als die horizontale Bodenbeschleunigung am gleichen Standort [13].

Aus einem gemessenen Beschleunigungszeitverlauf geht durch einmalige bzw. zweimalige Zeitintegration der zugehörige Geschwindigkeits- bzw. Verschiebungszeitverlauf hervor. Die Ergebnisse dieser Integration sind jedoch sehr empfindlich auf relativ geringfügige Fehler an der Beschleunigungsaufzeichnung, welche durch Rauscheinflüsse und andere Störsignale entstehen können. Zur Beseitigung dieser Fehler muss der gemessene Beschleunigungszeitverlauf in der Regel einer Basislinienkorrektur unterzogen werden, so dass z.B. der aus Integration ermittelte Zeitverlauf der Bodengeschwindigkeit am Ende des „Erdbebens“ zur Nulllage zurückkehrt, also keine Bodengeschwindigkeit verbleibt. Andere Korrekturverfahren basieren auf Anforderungen an den Geschwindigkeitszeitverlauf, werden aber an dieser Stelle nicht detailliert erläutert [59].

Neben den aufgezeichneten, ggf. skalierten Zeitverläufen können für Bemessungszwecke auch synthetisch generierte Zeitverläufe verwendet werden. Diese müssen in ihrem Frequenzgehalt und ihren Maximalwerten zum vorliegenden Bauwerksstandort „passen“, und auch sie müssen üblicherweise wie oben beschrieben korrigiert werden. Um die „Kompatibilität“ zum Bauwerksstandort zu gewährleisten, sollten sich synthetische Zeitverläufe nach bestimmten Kennwerten richten, die in so genannten Bemessungsantwortspektren zusammengefasst und dargestellt sind (vgl. Folgeabschnitt). Es ist an dieser Stelle festzuhalten, dass spektrumkompatible Zeitverläufe stets etwas energiereicher sind als gemessene, da natürliche Erdbeben nicht sämtliche (Tragwerks-) Frequenzen entsprechend dem „theoretisch möglichen“ Bemessungsspektrum anregt (Abbildung 2.5). Gerade dieser Punkt ist aber für Bemessungszwecke eher vorteilhaft, weil die Ergebnisse damit auf der sicheren Seite liegen.



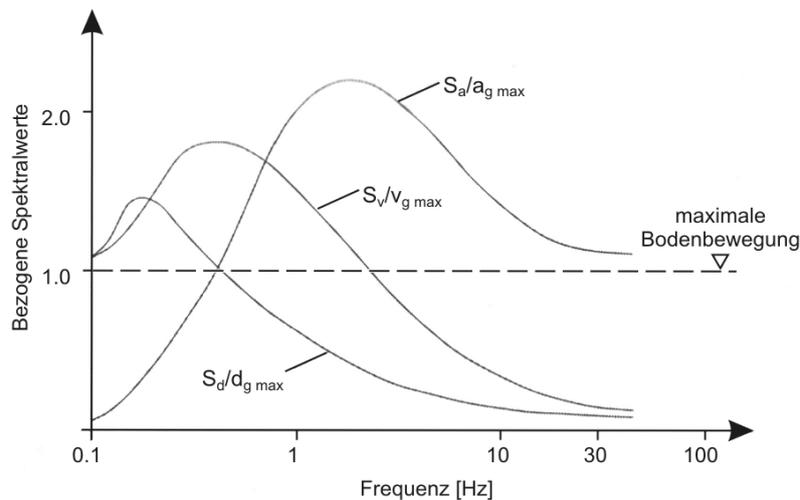
**Abbildung 2.5:** Antwortspektren von drei synthetisch generierten Beschleunigungszeitverläufen und zugehöriges Zielspektrum nach DIN 4149 [65]

Zeitverläufe stellen immer nur ein mögliches Erdbebenszenario an einem Standort dar. Tritt tatsächlich ein Erdbeben auf, wird sich der Verlauf der Bodenbeschleunigung, -geschwindigkeit und -verschiebung von dem berechneten Verlauf unterscheiden. Sollen Zeitverläufe für Bemessungszwecke verwendet werden, sind daher immer mehrere unabhängige spektrumkompatible Zeitverläufe der Berechnung zugrunde zu legen, was automatisch mit einem erhöhten Rechenaufwand einhergeht.

### 2.3.2 Antwortspektren

Die Schwingungsamplituden eines Bauwerks sind dann besonders groß, wenn seine Eigenfrequenzen in der Bodenanzregung stark vertreten sind. Die Information über den Frequenzgehalt eines Bewegungszeitverlaufs ist in Antwortspektren enthalten. Sie zeigen die maximale Antwort etlicher Einmassenschwinger gleicher Dämpfungseigenschaften aber unterschiedlicher Steifigkeit und damit Eigenfrequenz auf ein und denselben Zeitverlauf der Fußpunktanregung. Die Antwort des Schwingers kann in Form von Relativ-Verschiebungen ( $S_d$ ), Relativ-Geschwindigkeiten ( $S_v$ ) oder Absolutbeschleunigungen ( $S_a$ ) über die betrachteten Eigenperioden aufgetragen werden. Zu Bemessungszwecken dient in aller Regel ein geglättetes Antwortspektrum der Absolutbeschleunigung (Abbildung 2.5) oder der Relativ-Verschiebung.

Allen Antwortspektren gemein sind bestimmte Kennwerte: Sehr steife Systeme folgen der Bodenanzregung nahezu unverändert. Die Beschleunigungsantwort bei sehr hohen Eigenfrequenzen bzw. einer Eigenperiode gegen Null (ZPA = zero period acceleration) entspricht also der Bodenanzregung  $a_g$ , die relative Verschiebung und die relative Geschwindigkeit ergeben sich zu Null (Abbildung 2.6). Sehr weiche Systeme hingegen folgen der Bodenanzregung aufgrund der Massenträgheit kaum, so dass die spektrale Beschleunigungsantwort bei sehr niedrigen Eigenfrequenzen gegen Null geht. Die relative Verschiebung ist in diesem Fall in etwa gleich der maximalen Bodenverschiebung (PGD = peak ground displacement), die Relativgeschwindigkeit gleich der Bodengeschwindigkeit. Im Zwischenbereich treten zu unterschiedlichen Schwingungsperioden die Maximalwerte der Absolutbeschleunigung, Relativgeschwindigkeit und Relativverschiebung auf (Abbildung 2.6), die in einem Bemessungsspektrum als Plateau idealisiert werden und deren Eckfrequenzen bzw. -perioden je nach vorliegendem Bodentyp variieren. Im häufig für Bemessungszwecke verwendeten Beschleunigungs-Antwortspektrum für 5% viskose Bauwerksdämpfung liegt dieser Plateauwert je nach Bodentyp etwa zwei- bis dreimal höher als die ZPA.



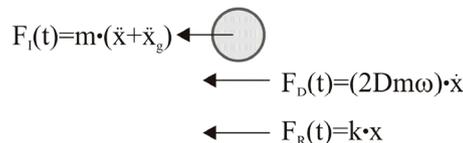
**Abbildung 2.6:** Schematische Darstellung des Verlaufs geglätteter Antwortspektren der Absolutbeschleunigung, Relativgeschwindigkeit und Relativverschiebung [13]

Betrachtet man die mathematischen Bestimmungsgleichungen für die genannten Spektralwerte (Gleichungen (2.3) bis (2.5)), lassen sich proportionale Zusammenhänge zwischen den drei Bewegungsgrößen feststellen, die für weitere Berechnungen genutzt werden können.

**Einmassenschwinger mit Fußpunktanregung**

**Auftretende Kräfte nach d'Alembert**

**Bezeichnungen**



- $F_I$  = Trägheitskraft
- $F_D$  = Dämpfungskraft
- $F_R$  = Rückstellkraft
- $m$  = Masse
- $D$  = LEHR'sches Dämpfungsmaß
- $k$  = Federsteifigkeit
- $\ddot{x}_g$  = Bodenbeschleunigung
- $\ddot{x}$  = relative Beschleunigung
- $\dot{x}$  = relative Geschwindigkeit
- $x$  = relative Verschiebung

**Abbildung 2.7:** Herleitung der Bewegungsdifferentialgleichung eines Einmassenschwingers

Aus der Bewegungsdifferentialgleichung des mit der Bodenbeschleunigung  $\ddot{x}_g(t)$  am Fußpunkt angeregten Einmassenschwingers (LEHR'sches Dämpfungsmaß  $D$ , Eigenkreisfrequenz  $\omega$ ; siehe Abbildung 2.7)

$$\ddot{x} + 2 \cdot D \cdot \omega \cdot \dot{x} + \omega^2 \cdot x = -\ddot{x}_g(t) \tag{2.2}$$

lassen sich mit Hilfe des so genannten Duhamelintegrals die Lösungen für die maximale Relativverschiebung,

$$S_d(\omega, D) = |\dot{x}|_{\max} \approx \frac{1}{\omega} \cdot \left| - \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-D \cdot \omega \cdot (t-\tau)} \cdot \sin \omega \cdot (t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.3)$$

die maximale Relativgeschwindigkeit

$$S_v(\omega, D) = |\dot{x}|_{\max} \approx 1 \cdot \left| - \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-D \cdot \omega \cdot (t-\tau)} \cdot \cos \omega \cdot (t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.4)$$

und die maximale Absolutbeschleunigung

$$S_a(\omega, D) = |\ddot{x} + \ddot{x}_g|_{\max} \approx \omega \cdot \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-D \cdot \omega \cdot (t-\tau)} \cdot \sin \omega \cdot (t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.5)$$

erarbeiten. Dabei wird vorausgesetzt, dass die gedämpfte Eigenkreisfrequenz in etwa der ungedämpften Eigenfrequenz gleich ist, was für übliche Dämpfungswerte im Bauwesen eine ausreichend genaue Näherung darstellt.

Es fällt auf, dass die Integralausdrücke in den Gleichungen (2.3) und (2.5) identisch sind, so dass sich folgende Relation zwischen maximaler Absolutbeschleunigung und maximaler Relativverschiebung ergibt:

$$S_a \approx S_d \cdot \omega^2 \quad (2.6)$$

Die so aus den Spektralverschiebungen berechneten Beschleunigungswerte werden „Pseudo-Absolutbeschleunigung“ genannt, um die oben beschriebene Näherung in der Bezeichnung zu berücksichtigen. Der dadurch auftretende Fehler ist hier vernachlässigbar gering. Werden dagegen die Spektralverschiebungen nach Gleichung (2.6) aus den Spektralbeschleunigungen abgeleitet, ist im Bereich großer Eigenperioden Vorsicht geboten. Geglättete Beschleunigungsantwortspektren, wie sie in Normen angegeben sind, können bei diesem Verfahren im hohen Periodenbereich zu überschätzten relativen Verschiebungen führen [15], [35]– eine Reduktion der Relativverschiebung auf die Bodenverschiebung, wie sie in Abbildung 2.6 gezeigt ist, wird in diesem Fall nicht abgebildet.

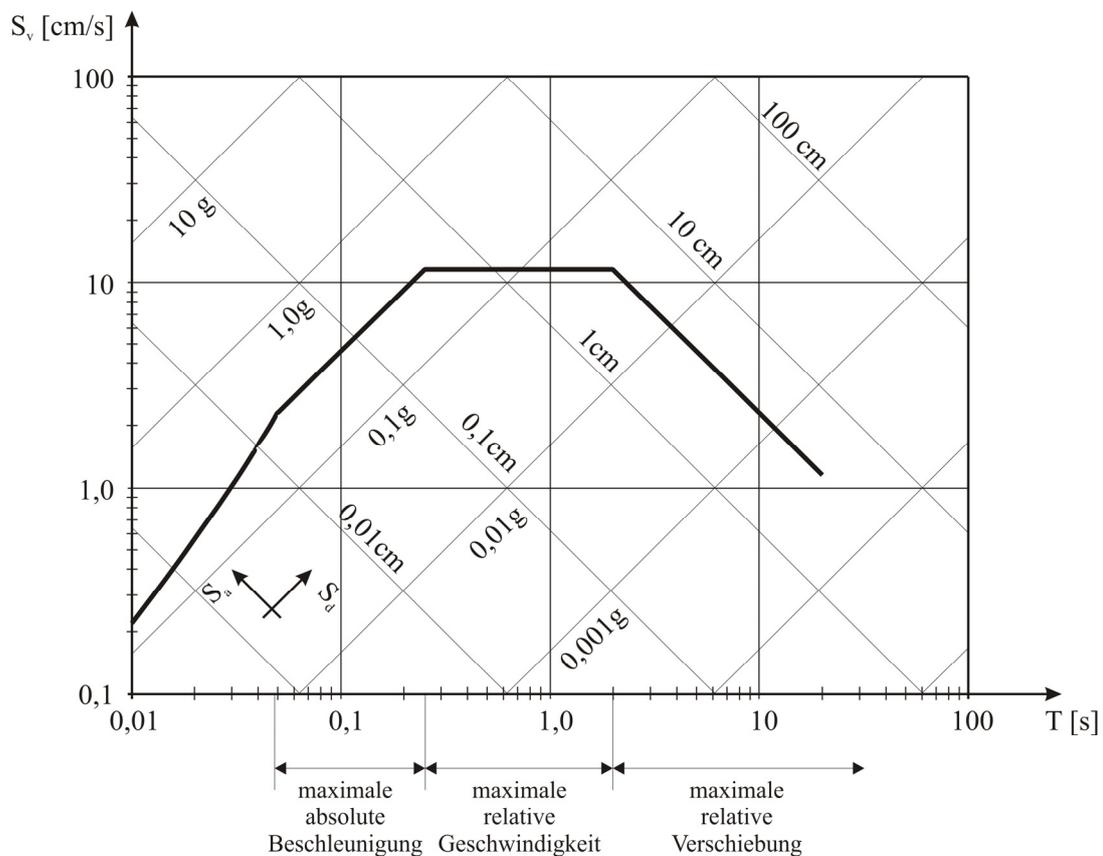
Wird in Gleichung (2.4) der Cosinus-Term durch  $\sin \omega \cdot (t-\tau)$  ersetzt, was lediglich einer Phasenverschiebung entspricht, lässt sich die „Pseudo-Relativgeschwindigkeit“ mittels der Relativverschiebung bzw. der Absolutverschiebung ausdrücken als

$$S_v = \omega \cdot S_d = \frac{S_a}{\omega} \quad (2.7)$$

Dabei ist allerdings die Differenz zwischen maximaler Relativgeschwindigkeit und maximaler Pseudo-Relativgeschwindigkeit im Bereich hoher Eigenperioden nicht vernachlässigbar. Dies resultiert aus der Multiplikation von  $S_d$  mit der im Bereich hoher Eigenperioden sehr kleinen Eigenkreisfrequenz  $\omega$  und führt zu einer in diesem Bereich gegen Null laufenden Pseudo-

Relativgeschwindigkeit. Der in der Realität für sehr weiche Systeme auftretende Grenzwert „Relativgeschwindigkeit  $\approx$  Bodengeschwindigkeit“ kann nicht abgebildet werden.

In Richtlinien finden sich häufig lineare Darstellungen von Bemessungsspektren, die die spektrale Antwort ( $S_a$ ,  $S_v$  oder  $S_d$ ) gegen die Bauwerksperiode abbilden. Hilfreich ist dagegen auch eine logarithmische Darstellung, die alle spektralen Antworten und die zugehörigen Bauwerksperioden in einem Diagramm vereint (Abbildung 2.8). So lassen sich die zuvor beschriebenen Kennwerte der Antwortspektren anschaulich darstellen, und es wird erkennbar, ob das zu bemessende Bauwerk aufgrund seiner Eigenperiode eher verschiebungssensitiv, geschwindigkeitssensitiv oder beschleunigungssensitiv ist. Diese Einordnung kann die Wahl des Bemessungsverfahrens vereinfachen (Abschnitt 3).



**Abbildung 2.8:** Elastisches Antwortspektrum nach DIN 4149 in logarithmischer Darstellung

### Wiederkehrperiode vs. Auftretenswahrscheinlichkeit

Statistisch gesehen kommen stärkere Erdbeben seltener vor. Die Erdbebengefährdung eines Standortes kann also sowohl über die Erdbebenstärke als auch über die Auftretenswahrscheinlichkeit oder Wiederkehrperiode des Erdbebens beschrieben werden. Zwischen den beiden letztgenannten Kennwerten besteht ein direkter Zusammenhang, der in der Literatur gemäß einer POISSON-Verteilung wie folgt quantifiziert wird [39], [30]:

$$P_N = 1 - e^{-N/T_L} \quad (2.8)$$

mit  $P_N$  = Überschreitenswahrscheinlichkeit [% in N Jahren]  
 $N$  = Jahre, für die die Überschreitenswahrscheinlichkeit gesucht ist  
 $T_L$  = Wiederkehrperiode

In aktuellen Normen wird für übliche Hochbauten ohne besonderes Gefährdungspotential als Referenzbemessungsbeben üblicherweise eines angenommen, welches statistisch einmal in 475 Jahren auftritt und damit eine Auftretenswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren besitzt (eine Zeitspanne von 50 Jahren gilt als Größenordnung der Lebensdauer üblicher Hochbauten und wird deswegen als Bezugsgröße gewählt). Für diese Wiederkehrperiode sind die maximal zu erwartenden Intensitätsintervalle kartiert und Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung zugeordnet (z.B. in der DIN 4149 für Deutschland). Soll der Bemessung aufgrund erhöhter Risiken für Bevölkerung und Umwelt oder größerer Bedeutung des Bauwerks ein stärkeres bzw. selteneres Beben zugrunde gelegt werden, sind die Bemessungsbeschleunigungen aus entsprechenden veränderten Erdbebenkarten zu entnehmen. Diese Karten berücksichtigen, dass bei veränderten Auftretenswahrscheinlichkeiten nicht nur andere Erdbebenstärken zu erwarten sind, sondern sich aufgrund seismologischer und geologischer Gegebenheiten auch die Form und die Ausdehnung der Erdbebenzonen ändern. Allerdings werden solche Erdbebenkarten derzeit erst entwickelt und liegen noch nicht flächendeckend vor.

Daher wird in der Literatur alternativ als einfache Näherung die Multiplikation der Referenz-Erdbebeneinwirkung mit einem (Bedeutungs-) Beiwert  $\gamma_I$  zur linearen Skalierung der Bemessungsbeschleunigung angeboten (Gleichung (2.9)) [30], [39].

Bedeutungsbeiwert auf Grundlage der  
Wiederkehrperiode

Bedeutungsbeiwert auf Grundlage der  
Überschreitenswahrscheinlichkeit

$$\gamma_I = \frac{1}{(T_{LR} / T_L)^{1/k}} \quad \gamma_I = \frac{1}{(P_L / P_{LR})^{1/k}} \quad (2.9)$$

mit  $T_{LR}$  = Referenz-Wiederkehrperiode (z.B. 475 Jahre)  
 $T_L$  = Angezielte Wiederkehrperiode  
 $P_{LR}$  = Überschreitenswahrscheinlichkeit in  $T_{LR}$  Jahren  
 $P_L$  = Überschreitenswahrscheinlichkeit in  $T_L$  Jahren  
 $k$  = in EC 8, Teil 1, Abschnitt 2.1, Anmerkung zu Absatz (4) angegebener Exponent, der von der Seismizität abhängt, im Allgemeinen aber zu drei angenommen werden kann [30]

Im üblichen Hochbau kann „die Bedeutung des Erhalts der Funktionsfähigkeit der baulichen Anlage“ [65] durch die Zuweisung eines globalen Bedeutungsbeiwerts erfasst werden. Im Anlagenbau ergibt sich das Schadensrisiko einer Anlage oder verfahrenstechnischen Komponente als Kombination von Schadenspotential und möglicher Auswirkung für drei verschiedene Bereiche: den Personenschutz, den Umweltschutz und die Funktionsfähigkeit von „Lifeline Einrichtungen“. Letztere umschreiben z.B. Rückhaltesysteme, Löschanlagen und Systeme zum Überführen betrieblicher Prozesse in den sicheren Zustand. Das Schadensrisiko einer Anlage kann bzgl. der drei Bereiche sehr unterschiedlich ausfallen, so dass es sich empfiehlt, in Absprache mit den betriebskundigen Verfahrensingenieuren für jeden der drei Bereiche individuell einen Bedeutungsbeiwert festzulegen und den ungünstigsten der drei für die Bemessung zu verwenden.

### 3 Tragwerksberechnung – Stand der Technik

Primäres Ziel der Tragwerksbemessung ist die Sicherung der Tragfähigkeit zum Schutz von Mensch und Umwelt, die bei der Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ultimate limit state) betrachtet wird. Darüber hinaus sind für den Anlagenbetreiber zusätzlich auch vergleichsweise kleine Schäden an der Tragstruktur von Bedeutung, wenn diese zu Unterbrechungen der Prozesstechnik und damit zu ökonomischen Verlusten führen. Insofern werden hier auch Anforderungen an die Gewährleistung der Betriebssicherheit bzw. die Sicherung der Gebrauchstauglichkeit formuliert werden.

Beide Bemessungsziele zusammen werden in der verhaltensorientierten Bemessung (performance based design) berücksichtigt, die insbesondere seit der folgenreichen Beben von Northridge, Kalifornien, (1994) und Kobe, Japan, (1995) viel Zustimmung auch in Regelwerken gefunden hat. Dieses Sicherheitsverständnis fordert von Bauwerken, bei allen Erdbebenintensitäten resp. Erdbebenhäufigkeiten ein zufrieden stellendes Verhalten („performance“) zu zeigen (Tabelle 3.1). Wie für das einzelne Bauwerk ein zufrieden stellendes Verhalten definiert ist, ist im konkreten Fall durch den Anlagenbetreiber und den bemessenden Ingenieur festzulegen.

**Tabelle 3.1: Anforderungen an das Bauwerk bei verhaltensbasierter Bemessung [38], [15]**

		Verhaltenszustände			
		Voll funktions-tüchtig	Funktions-tüchtig	Überlebens-sicher	Einsturzgefahr
Erdbebenhäufigkeit	Häufig (50% in 50 a)	Normale Anforderungen	<i>Nicht akzeptabel</i>	<i>Nicht akzeptabel</i>	<i>Nicht akzeptabel</i>
	Gelegentlich (20% in 50 a)	Erhöhte Anforderungen	Normale Anforderungen	<i>Nicht akzeptabel</i>	<i>Nicht akzeptabel</i>
	Selten (10% in 50 a)	Sehr hohe Anforderungen	Erhöhte Anforderungen	Normale Anforderungen	<i>Nicht akzeptabel</i>
	Sehr selten (2% in 50 a)	Sehr hohe Anforderungen	Sehr hohe Anforderungen	Erhöhte Anforderungen	Normale Anforderungen

Im Folgenden werden verschiedene Verfahren zur Tragwerksberechnung vorgestellt und ihre Eignung für die Anwendung im Anlagenbau untersucht.

### 3.1 Kraftbasierte Berechnungsansätze

Aus der statischen Bemessung ist der praktische Ingenieur gewohnt, in Kräften zu denken. Bei der Betrachtung des (dynamischen) Lastfalls Erdbeben ist es daher anschaulich, die Trägheitskräfte infolge der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen der Massen in statischen Ersatzlasten auszudrücken. Wird bei der Dimensionierung des Tragwerks die Einhaltung zulässiger Spannungen zugrunde gelegt, spricht man von kraftbasierten Bemessungsansätzen.

#### 3.1.1 Antwortspektrumverfahren (Response Spectrum Method)

##### 3.1.1.1 Grundprinzip

Das Antwortspektrumverfahren ist ein gut nachvollziehbares und schnell anzuwendendes Verfahren, bei dem die maximale Antwort des Bauwerks auf ein Erdbeben mit Hilfe eines dem Bauwerksstandort angemessenen Antwortspektrums (vgl. Abschnitt 2.3) und auf Grundlage der Eigenperiode(n) des Systems ermittelt wird. Im Ingenieuralltag üblich ist das so genannte multimodale Antwortspektrumverfahren (Abbildung 3.1). Es basiert auf der Annahme, dass die Schwingungsantwort jeder Eigenschwingungsform auf die Fußpunkterregung des Bauwerks unabhängig von den anderen Eigenschwingungsformen berechnet werden kann [13]. Dies ist für linear-elastische Systeme korrekt.

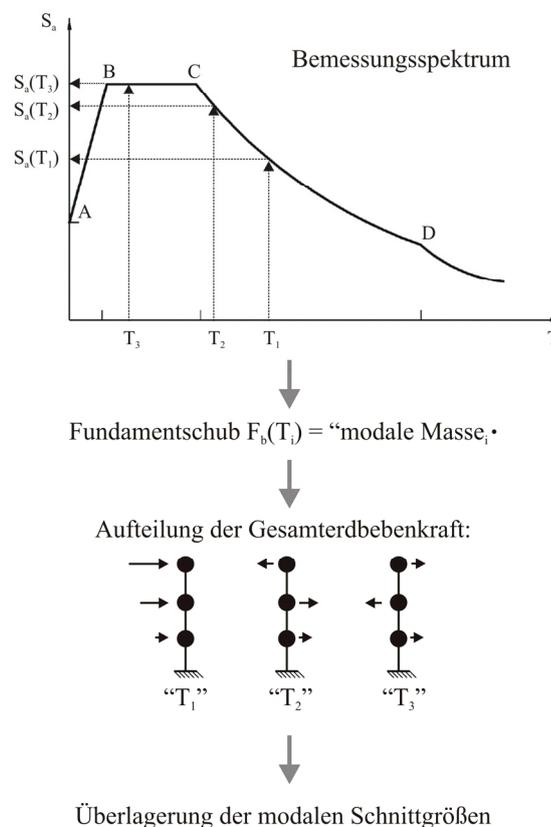


Abbildung 3.1: Prinzipskizze Multimodales Antwortspektrumverfahren

Konkret werden beim multimodalen Antwortspektrumverfahren zunächst die Bewegungsdifferentialgleichung des Gesamtsystems entkoppelt (Modale Analyse), und die Eigenvektoren  $\Phi_i$ , die Eigenperioden  $T_i$ , die Dämpfung  $\xi_i$  dieser Eigenform  $i$  sowie die Anteilsfaktoren  $\beta_i$  bestimmt, wobei

$$\beta_i = \frac{\Phi_i^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{r}_i}{\Phi_i^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_i} \quad (3.1)$$

mit  $\Phi_i$  = Eigenvektor der Modalform  $i$ , wobei  $\Phi_i^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_i = 1$

$\mathbf{M}$  = Massenmatrix

$\mathbf{r}_i$  = Verschiebungsvektor der Modalform  $i$  in den wesentl. Freiheitsgraden bei einer Einheitsverschiebung des Fußpunktes in Erregungsrichtung

Aus dieser Information lassen sich mit Hilfe von Antwortspektren die zu den Eigenperioden korrespondierenden maximalen Antworten  $S_a(T_i, \xi_i)$  in den generalisierten Koordinaten berechnen.

Die statischen Ersatzlasten lassen sich daraufhin für jeden wesentlichen Freiheitsgrad gemäß

$$\mathbf{F}_i = |\beta_i| \cdot S_a(T_i, \xi_i) \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_i \quad (3.2)$$

mit  $\mathbf{F}_i$  = Vektor der statischen Ersatzlasten in den wesentlichen Freiheitsgraden

$S_a(T_i, \xi_i)$  = Ordinate des Beschleunigungsspektrums für Eigenperiode  $T$  und Dämpfung  $\xi$  der Eigenform  $i$

bilden, wobei die daraus resultierenden Schnittgrößen im Tragwerk die modalen Schnittgrößen darstellen und mittels geeigneter Überlagerungsregeln zur Gesamtantwort des Bauwerks zu superponieren sind. Durch diese Superposition der modalen Anteile geht die Information über das zeitliche Auftreten der Maximalantworten verloren. Insbesondere hat die Dauer des Erdbebens, die durchaus schadenrelevant ist, keinen Einfluss auf das Bemessungsergebnis.

Zahlreiche Überlagerungsregeln wurden in der Vergangenheit vorgeschlagen [43], [69], [81], die die Phasenverschiebung der Eigenformen durch einen „Korrelations-Koeffizienten“ berücksichtigen und sich durch folgende Grundgleichung ausdrücken lassen:

$$E_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N E_i \cdot E_j \cdot \varepsilon_{ij}} \quad (3.3)$$

mit  $E_{\max}$  = rechnerischer Höchstwert der gesuchten Schnittkraft bzw. Verformung

$E_i$  = maximale modale Antwort in der  $i$ -ten (bzw.  $j$ -ten) Eigenform

$N$  = Anzahl der zu berücksichtigenden Eigenformen

$\varepsilon_{ij}$  = Korrelationskoeffizient zwischen den Eigenformen  $i$  und  $j$

In der Ingenieurpraxis haben sich zwei Überlagerungsregeln etabliert. Bei der SRSS-Regel (Square Root of the Sum of the Squares, Gleichung (3.4)) wird davon ausgegangen, dass die

Maximalausschläge der einzelnen Eigenformen zeitlich weit genug auseinander liegen, und eine gegenseitige Beeinflussung der Modalbeiträge daher nicht erfolgt – der Korrelationskoeffizient aus Gleichung (3.3) ist 1,0 für  $i=j$ , und Null andernfalls. Es resultiert die in den meisten Fällen ausreichend genaue Näherung für die Schnittkräfte, die der Bemessung zugrunde zu legen sind:

$$E_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N E_i^2} . \quad (3.4)$$

Liegen die Eigenperioden des Bauwerks nahe beieinander, kann nicht mehr davon ausgegangen werden, dass die modalen Maximalwerte (zeitlich) unabhängig von einander auftreten, so dass hier die Anwendung der SRSS-Regel zu unsicheren Ergebnissen führen kann. Stattdessen wird in diesem Fall die CQC-Regel (Complete Quadratic Combination, Gleichung (3.5)) empfohlen, bei der der Korrelationskoeffizient von den Eigenkreisfrequenzen  $\omega$  und der modalen Dämpfung  $D$  der betrachteten Eigenperioden abhängig ist.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \sqrt{D_i \cdot D_j} \cdot (D_i + r \cdot D_j) \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \cdot D_i \cdot D_j \cdot r \cdot (1+r^2) + 4 \cdot (D_i^2 + D_j^2) \cdot r^2} \quad (3.5)$$

mit  $r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \leq 1$

### 3.1.1.2 Berücksichtigung der Bauwerksdämpfung

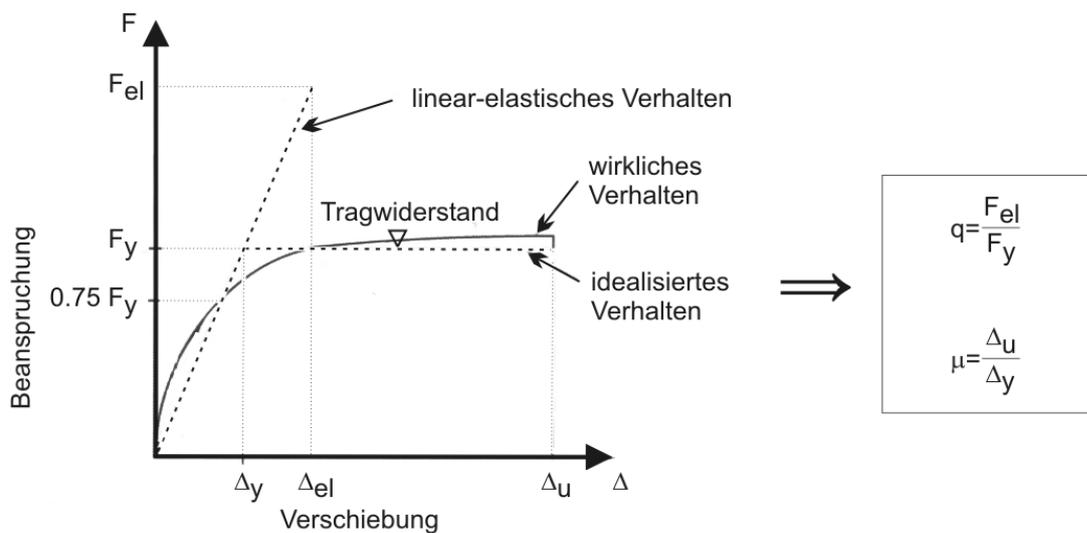
Die Bauwerksdämpfung, die im Falle linear-elastischen Tragverhaltens Energie z.B. durch Reibung (in Lagern und Fugen, aber auch auf Materialebene) dissipiert, geht pauschal über die Anpassung des elastischen Antwortspektrums in die Berechnung ein. Dabei werden sämtliche Anteile der physikalischen Dämpfung (vgl. Abschnitt 2.2) in einem Prozentsatz  $\xi$  der kritischen Dämpfung quantifiziert. In Normenwerken sind üblicherweise Spektren auf Grundlage 5% viskos gedämpfter Einmassenschwinger angegeben, was für z.B. für Hochbauten aus Stahlbeton eine realitätsnahe Abschätzung darstellt. Für abweichende Dämpfungseigenschaften können die Spektren über einen von  $\xi$  abhängigen Korrekturfaktor skaliert werden, der beispielsweise in der DIN 4149 [65] und im Eurocode 8 [30] als Wurzelfunktion  $\eta(\xi)$  angegeben ist (Gleichung (3.6)). Typische Werte der viskosen Bauwerksdämpfung für verschiedene Konstruktionsweisen sind in Tabelle 6.1 auf Seite 93 angegeben.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (3.6)$$

### 3.1.1.3 Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens

Der Fähigkeit des Bauwerks, eingetragene Energie auch durch nichtlineares Materialverhalten (plastische Verformungen) zu dissipieren, kann im Antwortspektrumverfahren nur pauschal durch Abminderung der Einwirkung mittels eines baustoff- und konstruktionsabhängigen Verhaltensbeiwertes  $q$  Rechnung getragen werden. Dadurch kann das nichtlineare Materialverhalten allerdings nur näherungsweise abgeschätzt werden. Letzteres gilt umso mehr, da die Ermittlung des Wertes  $q$  mit erheblichen Unsicherheiten besetzt ist:

Definitionsgemäß beschreibt der Verhaltensbeiwert das Verhältnis der Erdbebenkraft bei linear-elastischem Bauwerksverhalten zur minimalen seismischen Kraft des Bauwerks unter Berücksichtigung von Material-Nichtlinearitäten (Abbildung 3.2).



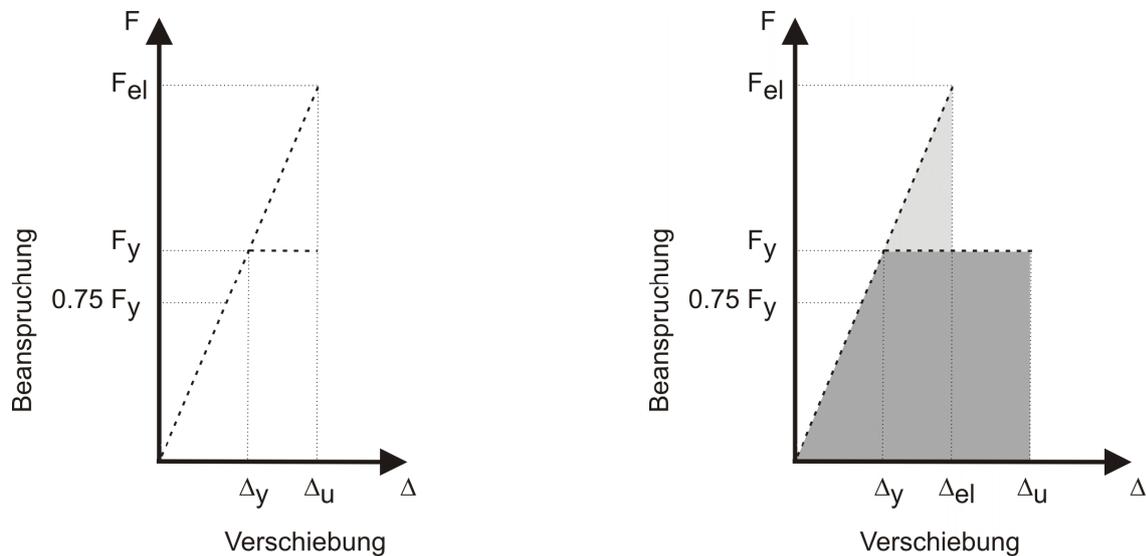
**Abbildung 3.2: Definition des Verhaltensbeiwerts  $q$  nach [13]**

Die tatsächliche Last-Verformungskurve des untersuchten Bauwerks ist bei Anwendung des linear-statischen Antwortspektrumverfahrens jedoch im Allgemeinen nicht bekannt. Stattdessen muss auf Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, die durch nichtlinear-statische Analysen ähnlicher Tragwerke oder experimentelle Untersuchungen ermittelt wurden. Damit das betrachtete Tragwerk die bei der Bemessung angenommene Duktilität später tatsächlich aufweist, sind bei der Ausführung enge Regeln für die konstruktive Durchbildung und die Wahl der Baustoffe einzuhalten und somit die vorausgesetzte Verformungsfähigkeit und Energiedissipation sicherzustellen.

In der soeben stillschweigend angenommenen Relation zwischen Duktilität und Verhaltensbeiwert liegt eine weitere Unsicherheit der Ermittlung des Abminderungsfaktors  $q$ . Zum einen ist die direkte Umrechnung abhängig von der Idealisierung des Kraft-Verformungs-Diagramms. Zum anderen werden in der Literatur auch für die gebräuchliche elastisch-plastische Approximation verschiedene mathematische Ansätze verfolgt, um die Verschiebeduktilität  $\mu$  in den Verhaltensbeiwert  $q$  zu überführen. Die bekanntesten sind der Ansatz gleicher maximaler Verformungen (Abbildung 3.3 a), der zu Gleichung (3.7) führt, und der Ansatz der Energieäquivalenz (Abbildung 3.3 b), aus dem sich Gleichung (3.8) herleiten lässt.

$$q = \mu \quad (3.7)$$

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.8)$$



a) Ansatz gleicher maximaler Verschiebungen

b) Ansatz gleicher Formänderungsarbeit

**Abbildung 3.3: Mathematische Ansätze zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts nach [62]**

Die Annahme gleicher maximaler Verschiebungen ist für niedrige Bauwerksfrequenzen ( $f_1 < 1,5$  Hz) realistisch, im mittleren Frequenzbereich  $2 \text{ Hz} < f_1 < 10 \text{ Hz}$  trifft eher die Annahme gleicher Formänderungsarbeit (Gl. (3.8)) zu [13]. Für Bauwerke mit sehr großer Grundfrequenz wird üblicherweise keine Energiedissipation infolge plastischer Verformungen angenommen, sodass  $q$  hier zu 1,0 gesetzt wird. Für weitergehende Erläuterungen der Herleitungen wird auf die entsprechende Literatur verwiesen (z.B. [13], [28], [59]).

### 3.1.1.4 Berücksichtigung von Torsionseffekten

Tragwerke mit stark unsymmetrischen Verteilungen von Massen und Steifigkeiten im Grundriss der einzelnen Tragwerksebenen werden zusätzlich zu den Biege- oder Translationsschwingungen durch Torsionsschwingungen beansprucht. Deren Berücksichtigung kann im multimodalen Antwortspektrumverfahren nur über eine dreidimensionale Modellabbildung erfasst werden. Da die Betrachtung planmäßiger Exzentrizitäten und deren Torsionseffekte in Abschnitt 4.5.1 aufgegriffen und vertieft wird, wird an dieser Stelle nicht weiter darauf eingegangen.

Auch in symmetrisch geplanten Gebäuden kann es durch unplanmäßiges Abweichen von Massenschwerpunkt und Steifigkeitsschwerpunkt (z.B. infolge Ungenauigkeiten in der Bauphase, teilweiser Umnutzung oder variabel verteiltem Lagergut) zu Torsionseffekten kommen. Die Einflüsse dieser unplanmäßigen oder zufälligen statischen Exzentrizität werden üblicherweise durch eine prozentuale Erhöhung der ermittelten Schnittgrößen abgedeckt [13], [30], [19], [65].

### 3.1.1.5 Eignung des Antwortspektrumverfahrens für den Anlagenbau

Das multimodale Antwortspektrenverfahren eignet sich sehr gut für die seismische Bemessung von regelmäßigen Bauwerken, da es sowohl bezüglich des Rechenaufwands als auch bezüglich der theoretischen Grundlagen gut überschaubar ist und unter Voraussetzung linear-elastischen Strukturverhaltens sowie unter Einbeziehung höherer Schwingungsanteile recht zuverlässige Ergebnisse liefert. Ein nicht zu vernachlässigender weiterer Vorteil liegt darin, dass das Verfahren in Ingenieurbüros allgemein bekannt ist und somit wenige Anwendungshürden bestehen.

Für die Anwendung des Verfahrens im Anlagenbau relativiert sich allerdings der Vorteil des geringen Rechenaufwands und damit der Schnelligkeit, da hier in den meisten Fällen aufgrund ausgeprägter Unregelmäßigkeiten im Grundriss der einzelnen Etagen eine räumliche Modellabbildung unumgänglich ist. Dieses Modell muss neben der vollständigen Abbildung der Haupttragstruktur und der Einbindung großer Einzelmassen auch den versteifenden Einfluss angrenzender Rohrleitungsbrücken und über mehrere Etagen verlaufender Kolonnen erfassen.

Eine verhaltensorientierte Bemessung, wie zu Beginn des Abschnitts 3 beschrieben, ist mittels des Antwortspektrumverfahrens nur möglich, indem mehrere Tragwerksanalysen durchgeführt, denen jeweils verschiedene Antwortspektren zugrunde gelegt werden. Dies erhöht den Rechenaufwand weiter.

Soll im Übrigen Energiedissipation infolge plastischer Verformungen detailliert berücksichtigt werden, stößt das multimodale Antwortspektrenverfahren durch die lediglich pauschale Abminderung der Belastung an seine Grenzen. In diesem Fall ist auf nichtlineare dynamische oder nichtlinear-statische Berechnungsverfahren zurückzugreifen, die in den folgenden Abschnitten erläutert werden.

## 3.2 Zeitverlaufsberechnungen (Time History Analyses)

Mit Hilfe von Zeitverlaufsberechnungen wird die Bewegungsdifferentialgleichung des Systems

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{P}(t). \quad (3.9)$$

mit Hilfe Modaler Analyse oder mittels direkter numerischer Integrationsverfahren im Zeitbereich gelöst.

Bei der **Modalen Analyse** werden die Bewegungsdifferentialgleichung entkoppelt und die einzelnen Modalbeiträge zur Gesamtlösung superponiert. Dieses Verfahren ist daher nur für linear-elastische Systeme gültig. Der Vorteil gegenüber dem (ebenfalls linearen) Antwortspektrumverfahren liegt lediglich in der genaueren Bestimmung und der zeitlichen Zuordnung der maximalen Bauwerksantwort und rechtfertigt zu Bemessungszwecken selten den erheblichen zeitlichen Mehraufwand.

Der eigentliche Nutzen von Berechnungsverfahren im Zeitbereich kann erst ausgespielt werden, wenn die Bewegungsdifferentialgleichung schrittweise gelöst wird, und für jeden Rechen- bzw. Zeitschritt  $\Delta t$  individuell die Steifigkeits- und Dämpfungseigenschaften des Systems angepasst

werden. Dies ist der Fall bei **Direkten Integrationsverfahren**. Hier werden die Bewegungsgrößen des Systems inkrementell formuliert (Gleichung (3.10)),

$$m \cdot \Delta \ddot{u} + c(t) \cdot \Delta \dot{u} + k(t) \cdot \Delta u = \Delta p \quad (3.10)$$

und der Bewegungszustand zum Zeitpunkt  $t_1=t_0+\Delta t$  entweder aus den entsprechenden Werten des vorangegangenen Zeitpunkts  $t_0$  (Einschrittverfahren) oder zusätzlich aus den Bewegungsgrößen des vor-vorangegangenen Zeitpunkts  $t_{-1}=t_0-\Delta t$  (Mehrschrittverfahren) ermittelt. Dabei können die Integrale, welche über die Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung gemäß

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + \int_0^{\Delta t} \ddot{u}(t) dt \quad u_1 = u_0 + \int_0^{\Delta t} \dot{u}(t) dt \quad (3.11)$$

in Zusammenhang stehen, mittels verschiedener Verfahren ausgewertet werden. Die beiden gebräuchlichsten werden im Folgenden kurz vorgestellt.

Der **EULER-GAUSS Methode** liegt die Annahme eines konstanten Beschleunigungsverlaufs während des Zeitschritts  $\Delta t=t_1-t_0$  zugrunde. Daraus resultieren eine lineare Änderung der Geschwindigkeit und eine quadratische Änderung der Verschiebung innerhalb von  $\Delta t$  [28]. Da zur Bestimmung der konstanten Beschleunigung die Kenntnis der Beschleunigung  $\ddot{u}_1$  am Ende des Zeitschritts erforderlich ist ( $\ddot{u}_{\text{const}} = 1/2 \cdot (\ddot{u}_1 + \ddot{u}_0)$ ), resp.  $\ddot{u}_1$  iterativ ermittelt werden muss, handelt es sich bei der EULER-GAUSS Methode um ein implizites Integrationsverfahren. Der Vorteil der Methode liegt indes darin, dass Fehler über die Zeitschritte hinweg nicht vervielfacht werden, das Verfahren also „unbedingt stabil“ ist.

Die EULER-GAUSS Methode ist ein Spezialfall des **NEWMARK Beta Verfahrens**, welches in der Baudynamik häufig Verwendung findet. Hier dienen zwei Faktoren dazu, die Bewegungsgrößen in Relation zu setzen (Gleichung (3.12)).

$$\begin{aligned} \dot{u}_1 &= \dot{u}_0 + (1-\gamma) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_0 + \gamma \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_1 \\ u_1 &= u_0 + \Delta t \cdot \dot{u}_0 + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \cdot (\Delta t)^2 \cdot \ddot{u}_0 + \beta \cdot (\Delta t)^2 \cdot \ddot{u}_1 \end{aligned} \quad (3.12)$$

Der Faktor  $\gamma$  regelt den Einfluss der Anfangs- und der Endbeschleunigung auf die Änderung der Geschwindigkeit im Zeitschritt und kontrolliert so die künstlich in das System eingebrachte Dämpfung [29]. Wird  $\gamma$  zu  $1/2$  gesetzt, wird dem System numerisch keine Energie zugeführt oder entnommen.  $\beta$  stellt den Einfluss der Anfangs- und der Endbeschleunigung auf die Änderung der Verschiebung im Zeitschritt dar und beeinflusst so die Stabilität des Integrationsverfahrens. Für  $\beta = 1/4$  ergibt sich eine konstante Beschleunigung im Zeitschritt, und die NEWMARK Beta Methode entspricht dem EULER-GAUSS Verfahren. Wird der Faktor  $\beta$  zu  $1/6$  gesetzt, ist dies gleichbedeutend mit der Annahme eines linearen Beschleunigungsverlaufs und damit einer quadratischen Änderung der Geschwindigkeit bzw. einer kubischen Veränderung der Verschie-

bung während des Zeitschritts  $\Delta t$ . Allerdings ist dieser Ansatz nur für bestimmte Relationen aus Zeitschrittweite und Eigenperiode des Systems stabil, und zwar nach Chopra [28] nur für

$$\frac{\Delta t}{T} \leq \frac{1}{\pi \cdot \sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (3.13)$$

Für die oben benannten Faktoren  $\gamma=1/2$  und  $\beta=1/6$  ergibt sich daraus eine maximale Zeitschrittweite von  $\Delta t = 0.55 \cdot T$ . Um die iterative Ermittlung der Endbeschleunigung zu umgehen, können implizite Integrationsverfahren in explizite umgewandelt werden. Das entsprechende Verfahren wird z.B. bei Chopra [28] und bei Clough und Penzien [29] ausführlich erläutert.

Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnungen vermögen sehr genau das reale Bauwerksverhalten während eines seismischen Ereignisses abzuschätzen. Die Genauigkeit steht und fällt allerdings mit der Sorgfalt bei der Modellbildung, der Festlegung der numerischen Parameter sowie der Auswahl der angesetzten Bodenanstörungen.

Die Modellbildung beinhaltet dabei zum einen eine detaillierte Beschreibung der Nichtlinearität der Steifigkeit und des unterschiedlichen zyklischen Verhaltens der einzelnen Tragwerksteile. Zum anderen hängt das Berechnungsergebnis stark vom Grad der Idealisierung des Tragwerks ab – alle tragenden und die Steifigkeit oder die Dämpfung des Tragwerks beeinflussenden Bauteile müssen in geeigneter Weise berücksichtigt werden. Dies gilt insbesondere für Ausfachungen, Decken, Anschlusskonstruktionen u. ä. und bedarf bei zweidimensionalen Modellierungen besonderer Überlegungen. Bei Stahlbeton- und Mauerwerksbauten beeinflusst weiterhin Materialschädigung das Gesamtverhalten des Bauwerks, bei Stahlbauten ist dieser Faktor weniger bedeutend. Weiterhin beeinflusst die Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung das Berechnungsergebnis bei nichtlinear antwortenden Systemen in besonderem Maße: Hier kann die zusätzliche Verformung infolge P- $\Delta$ -Effekten bereits zum Kollaps des Bauwerks führen, wenn die Modellierung unter Vernachlässigung geometrischer Nichtlinearität lediglich ein Oszillieren der Vergleichsverformung (z.B. Verschiebung eines Stockwerks) um einen plastischen Wert anzeigt. Ein weiterer bei der Modellierung zu beachtender Punkt ist die Wahl der Zeitschrittweite, welche sowohl die Anregung als auch die Antwort, welche von den Eigenfrequenzen der Struktur abhängt, in angemessener Weise abbilden können muss.

Um eine statistisch tragfähige Aussage treffen zu können, sind verschiedene gleichwertige Zeitverläufe auf das Bauwerksmodell anzusetzen und die Ergebnisse in geeigneter Weise auszuwerten. Eurocode 8 [30] und FEMA 356 [39] fordern dabei eine Mindestanzahl von drei dem Bemessungsspektrum des Bauwerksstandorts kompatible Zeitverläufe, deren maximale Bauwerksantwort für die Bemessung maßgebend ist. Empfohlen wird darüber hinaus, die Antwort auf sieben verschiedene spektrumkompatible Zeitverläufe zu ermitteln und den Mittelwert der Maximalantworten für die Bemessung zu verwenden. Die Zeitverläufe können Messschrieben realer Erdbeben entnommen werden, sofern die örtlichen Gegebenheiten der Messstation mit denen des Standortes des zu bemessenden Bauwerks übereinstimmen. Alternativ können Beschleunigungs- oder Verschiebungszeitverläufe auch synthetisch generiert werden,

und zwar so, dass sie in Energie- und Frequenzgehalt dem Zielspektrum des Bauwerksstandortes entsprechen (Abschnitt 2.3.1).

### 3.2.1.1 Eignung von Zeitverlaufsberechnungen für den Anlagenbau

Zeitverlaufsberechnungen bieten den großen Vorteil, dass die im realen Tragverhalten vorhandenen geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten sehr genau abgebildet werden können, und dass als Ergebnis nicht nur Maximalwerte sondern die Zeitverläufe von Verschiebungen, Spannungen etc. ermittelt werden. Die Ergebnisgenauigkeit steht und fällt allerdings mit der Modellqualität und der numerischen Auswertung. Das Verfahren ist daher, je nach Komplexität der abzubildenden Anlage, fehleranfällig.

Wie schon bei der Bewertung des Antwortspektrumverfahrens in Abschnitt 3.1.1.5 erwähnt, gilt weiterhin auch für Zeitverlaufsberechnungen im Anlagenbau, dass in den meisten Fällen eine räumliche Modellabbildung notwendig ist, um unregelmäßige Massen- und Steifigkeitsverteilungen in der dynamischen Antwort des Tragwerks abbilden zu können. Dies führt ebenso wie die Forderung nach einer Vielzahl von Zeitverlaufsberechnungen am selben Modell, um ein statistisch aussagekräftiges Ergebnis zu erhalten, zu einem hohen Zeitaufwand. Dieser stellt auch bei den hohen Rechenleistungen der heutigen Computer einen nicht zu vernachlässigenden Nachteil des Verfahrens dar. Das Verfahren ist daher für übliche Bemessungszwecke kaum attraktiv und empfiehlt sich lediglich für genauere Untersuchungen kritischer Anlagen.

## 3.3 Verformungsbasierte Berechnungsansätze

Erdbeben verursachen in erster Linie horizontale Bodenbewegungen, die zwar in Beschleunigungen und damit in Kräfte umgerechnet werden können, die aber durch die Trägheit der Bauwerkskomponenten insbesondere zu relativen Verschiebungen im Tragwerk führen. Da diese relativen Verschiebungen zu schädlichen lokalen Verformungen im Bauwerk und an linienförmigen nichttragenden Bauteilen führen können, ist es im Erdbebeningenieurwesen sinnvoll, verformungsbasierte Bemessungsansätze zu wählen. Nachzuweisen ist dann, dass das Verformungsvermögen des Tragwerks mindestens so groß ist wie die zu erwartende Verformung infolge des Bemessungserdbebens.

Berechnungsansätze auf Grundlage von Tragwerksverformungen eignen sich außerdem in besonderer Weise zur Anwendung im Rahmen einer verhaltensbasierten Bemessung (performance based design), da hier für jedes Bemessungslevel direkt maximal zulässige Verformungen vom Anlagenbetreiber bzw. bemessenden Ingenieur festgelegt werden können und der Umweg über Kräfte und Schnittgrößen vermieden werden kann.

Im Gegensatz zu linearen Berechnungsverfahren beruhen nichtlineare verformungsbasierte Verfahren nicht auf der elastischen Anfangssteifigkeit des Systems, sondern auf der effektiven Steifigkeit im Zustand maximaler Verformung. Sie können so Lastumlagerungen infolge der Bildung von Fließgelenken im Verlauf dynamischer Belastung berücksichtigen [1], [56].

Besonderes Augenmerk wird in diesem Kapitel auf die Entwicklungen im Bereich nichtlinearer statischer Berechnungsmethoden gelegt, durch deren Anwendung die im vorangehenden

Abschnitt beschriebenen zeitaufwändigen und im Ingenieuralltag fehleranfälligen dynamischen Zeitverlaufsberechnungen umgangen werden sollen, ohne dabei zu viele Eingeständnisse an die Prognosegenauigkeit machen zu müssen. Der Vollständigkeit halber sei jedoch zunächst das verformungsbasierte linear-statische Antwortspektrumverfahren erwähnt.

### 3.3.1 Antwortspektrumverfahren (Response Spectrum Method)

Analog zum kraftbasierten multimodalen Antwortspektrenverfahren kann das in Abschnitt 3.1.1 beschriebene Verfahren auch verformungsbasiert auf Grundlage von Verschiebungsantwortspektren angewendet werden. Dabei stellt die Ordinate aus dem angemessen gedämpften Verschiebungs-Antwortspektrum die maximale Antwort des äquivalenten Einmassenschwingers – also die relative Verschiebung zwischen Fußpunkt und Massenmittelpunkt – dar. Die modale Maximalverschiebung  $x_{j,\max}$  des Einmassenschwingers ergibt sich daraus zu

$$x_{j,\max} = |\beta_j| \cdot S_d(T_j, \xi_j). \quad (3.14)$$

mit  $x_{j,\max}$  = maximale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers

$\beta_j$  = Anteilsfaktor der Modalform  $j$  nach Gleichung (3.1)

$S_d(T_j, \xi_j)$  = Ordinate des Verschiebungsantwortspektrums für Eigenperiode  $T_j$   
und Dämpfung  $\xi_j$  der Eigenform  $j$

Sie wird mittels des normierten Eigenvektors  $\Phi_j$  der Eigenform  $j$  auf die Verschiebungen  $\mathbf{u}_{j,\max}$  in den wesentlichen Freiheitsgraden des Mehrmassenschwingers zurück transformiert [13]:

$$\mathbf{u}_{j,\max} = \Phi_j \cdot x_{j,\max} \quad (3.15)$$

Durch die Superposition der  $j$  Modalbeiträge mittels geeigneter Überlagerungsregel (z.B. SRSS nach Gleichung (3.16) oder CQC nach Gleichungen (3.3) und (3.5)) ergibt sich die zu erwartende Maximalantwort des Gesamtsystems für jeden Freiheitsgrad  $k$  z.B. zu

$$u_{\max,k} = \sqrt{\sum_{j=1}^n |u_{j,\max,k}|^2} \quad (3.16)$$

Die maximalen Kräfte jeder Eigenschwingung berechnen sich zu

$$\mathbf{f}_{j,\max} = \mathbf{K} \cdot \Phi_j \cdot \mathbf{x}_{j,\max} = \left( \frac{2\pi}{T_j} \right)^2 \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_j \cdot |\beta_j| \cdot S_d(T_j, \xi_j) \quad (3.17)$$

mit  $\mathbf{f}_{i,\max}$  = Vektor der maximalen Kräfte der Eigenschwingung  $j$  in den wesentlichen Freiheitsgraden

$\mathbf{K}$  = Steifigkeitsmatrix des Systems

$\mathbf{M}$  = Massenmatrix des Systems

$\Phi_j$  = Eigenvektor der Modalform  $j$

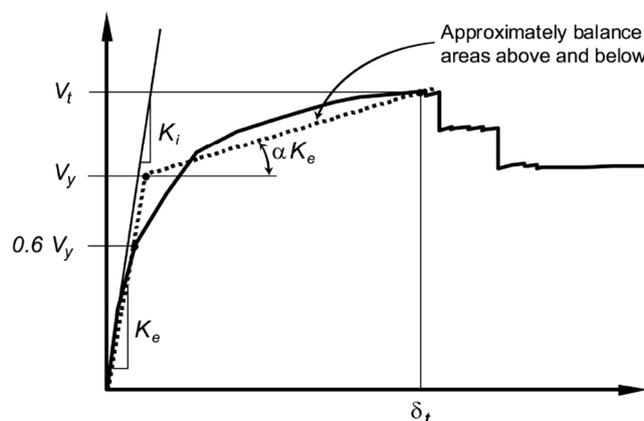
$T_j$  = Eigenperiode der Modalform  $j$

und lassen sich ebenfalls mit einer geeigneten Überlagerungsregel superponieren.

Wird das zugrunde gelegte Verschiebungsantwortspektrum gemäß Gleichung (2.6) direkt aus einem Bemessungsantwortspektrum ermittelt, ist darauf zu achten, dass die relative Verschiebung im langperiodischen Bereich auf die maximal zu erwartende Bodenverschiebung zurückgeht (vgl. Abschnitt 2.3.2).

### 3.3.2 Verschiebungs-Koeffizienten-Methode (Displacement Coefficient Method)

Die Verschiebungs-Koeffizienten-Methode wird in der amerikanischen Norm FEMA 356 [39] vorgeschlagen. Sie basiert auf einer am Tragwerksmodell unter Ansatz horizontaler statischer Ersatzlasten ermittelten nichtlinearen Last-Verformungskurve („Pushoverkurve“). Anhand der Pushoverkurve ist die so genannte Zielverschiebung  $\delta_t$  zu ermitteln, die definiert ist als diejenige Verschiebung des „Kontrollpunkts“ (meist der Massenmittelpunkt in Dachhöhe), welche maximal während des Bemessungs-Erdbebens zu erwarten ist. Dieser Verschiebungswert ist iterativ zu bestimmen. Dazu wird aus einer bilinearen Idealisierung der Last-Verformungskurve die für den zunächst angenommenen maximalen Verformungszustand ( $\delta_t$ ) gültige effektive Grundperiode abgeleitet (Abbildung 3.4).  $K_e$  ist dabei die Sekantensteifigkeit bei 60% der Fließgrenze  $V_y$ , welche sich aus der Forderung der Flächengleichheit der originalen und der idealisierten Last-Verformungskurve ergibt.



$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Mit  $T_e$  = effektive Grundschwingzeit  
 $T_i$  = Grundschwingzeit des elast. Systems  
 $K_i$  = elastische Steifigkeit  
 $K_e$  = effektive Steifigkeit  
 $V_y$  = effektive Streckgrenze  
 $\delta_t$  = Zielverschiebung

Abbildung 3.4: Effektive Grundperiode des Bauwerks nach FEMA 356 [39]

Die zur effektiven Eigenperiode korrespondierende Spektralbeschleunigung infolge des Bemessungsbebens kann daraufhin aus dem gedämpften Antwortspektrum abgegriffen werden [39]. Sie wird mit verschiedenen Korrekturfaktoren multipliziert (Gleichung (3.18)), um dem Einfluss physikalischer und geometrischer Nichtlinearität sowie der Art des hysteretischen Materialverhaltens Rechnung zu tragen, und ergibt so die gesuchte Zielverschiebung  $\delta_t$ .

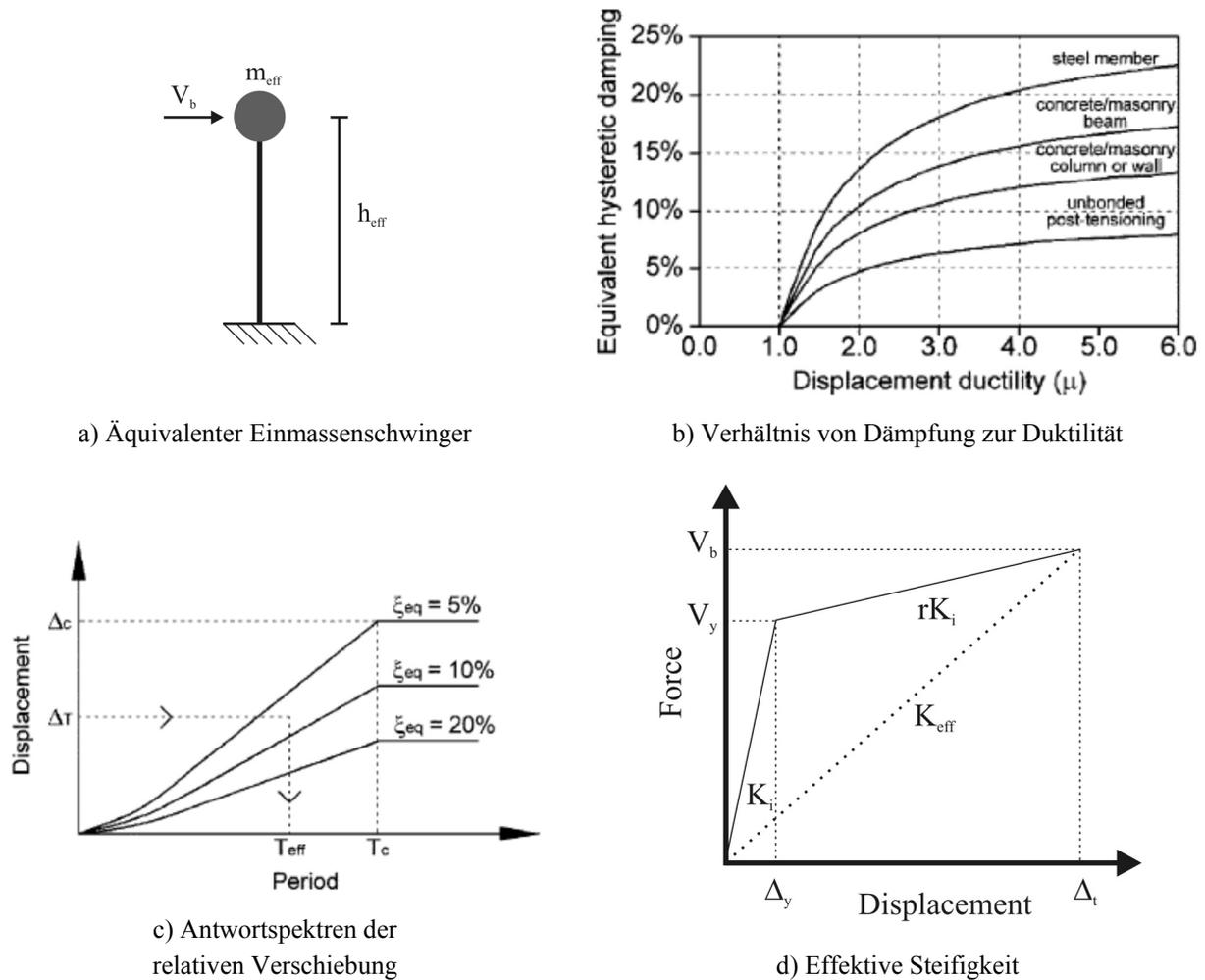
$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (3.18)$$

- Mit  $C_0$  = Faktor zur Umrechnung der spektralen Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers auf die Dachverschiebung des tatsächlichen Mehrmassenschwingers  
 $C_1$  = Faktor zur Berücksichtigung des plastischen Materialverhaltens  
 $C_2$  = Faktor zur Berücksichtigung der Form der Hystereseschleife  
 $C_3$  = Faktor zur Berücksichtigung des P- $\Delta$ -Effekts  
 $S_a$  = Ordinate des (5%) gedämpften Beschleunigungs-Antwortsp. bei  $T_e$  [g]  
 $T_e$  = effektive Grundperiode (siehe Abbildung 3.4)

Da diese im Allgemeinen zunächst nicht mit der angenommenen Zielverschiebung übereinstimmt, ist die Rechnung mit einer korrigierten angenommenen Zielverschiebung zu wiederholen bis Ergebnis und Annahme in ausreichendem Maße übereinstimmen. Die Faktoren  $C_0$  bis  $C_3$  sind im FEMA 356 für typische Charakteristika üblicher Hochbauten tabelliert und basieren auf statistischen Auswertungen von Erdbebenaufzeichnungen und Versuchen. Entsprechende Werte für unregelmäßige Bauwerke sind noch auszuarbeiten [1], insofern bedarf die Anwendung dieses Verfahrens im Anlagenbau einiger wissenschaftlicher Vorarbeiten.

### 3.3.3 Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung (Direct Displacement Based Design)

Für die 1993 von Priestly [70] entwickelte Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung wird das reale, inelastische Tragwerk durch einen äquivalenten linear-elastischen Einmassenschwinger ersetzt (Abbildung 3.5 a).


**Abbildung 3.5: Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung [85]**

Die maximal erlaubte relative Verschiebung  $\Delta_t$  der Masse (wie bei der Verschiebungskoeffizienten-Methode „Zielverschiebung“ genannt) wird vom bemessenden Ingenieur vorgegeben, um daraus die erforderliche Steifigkeit zu ermitteln. Ebenso wird die angestrebte Zielduktilität  $\mu$  festgelegt, in deren Abhängigkeit die äquivalente hysteretische Dämpfung  $\xi_{eq}$  des Systems z.B. nach Gleichung (3.19) ermittelt oder Abbildung 3.5 b) entnommen werden kann.

$$\xi_{eq} = \frac{\sqrt{\mu} - 1}{\pi \cdot \sqrt{\mu}}, \text{ für Betonbauten} \quad (3.19)$$

Aus dem mit  $\xi_{eq}$  gedämpften Antwortspektrum der relativen Verschiebung kann daraufhin die zur angestrebten Zielverschiebung  $S_d = \Delta_t$  korrespondierende effektive Eigenperiode  $T_{eff}$  des Einmassenschwingers abgegriffen werden (Abbildung 3.5 c). Die erforderliche Steifigkeit lässt sich nach Gleichung (3.20) aus dieser effektiven Eigenperiode sowie der Modalmasse  $m_{eff}$  der ersten Eigenform des Gebäudes ermitteln.

$$K_{\text{eff}} = m_{\text{eff}} \cdot \left( \frac{2\pi}{T_{\text{eff}}} \right)^2 \quad (3.20)$$

Dabei ist  $K_{\text{eff}}$  nicht zu verwechseln mit der effektiven Steifigkeit  $K_e$  der Verschiebungs-Koeffizienten-Methode, welche die Sekantensteifigkeit der Pushoverkurve des Systems bei 60% der Fließgrenze bezeichnet (Abbildung 3.4 bzw. Abbildung 3.5 d). Die konkrete Bemessung der Tragstruktur erfolgt mittels des Fundamentschubs  $V_b$  (Gleichung (3.21)).

$$V_b = K_{\text{eff}} \cdot \Delta_t \quad (3.21)$$

Bei Anwendung dieses Bemessungsverfahrens ist durch geeignete (konstruktive) Maßnahmen sicherzustellen, dass plastische Gelenke mit ausreichender Duktilität tatsächlich nur an zulässigen Stellen im Tragwerk entstehen.

### 3.3.4 Kapazitätsspektrum-Methode (Capacity Spectrum Method)

Die Kapazitätsspektrum-Methode wurde 1975 von Freeman [40] in den Vereinigten Staaten als eine Methode zur seismischen Schnellbewertung bestehender Hochbauten entwickelt und hat inzwischen Eingang in internationale Normen und Richtlinien gefunden (z.B. [10], [30]). Sie stellt die Kapazität des Bauwerks in einem Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm der Anforderung aus seismischer Belastung gegenüber (Abbildung 3.6) und liefert mit dem grafisch ermittelten Performance Point Informationen über die beim Bemessungsbeben zu erwartende Referenzverschiebung (z.B. Dachverschiebung) und die zu erwartende maximale Beschleunigung der Struktur.

Da sich die Kapazitätsspektrum-Methode in besonderer Weise für die Auslegung von Tragwerken im Anlagenbau eignet, wird sie im Folgenden vergleichsweise ausführlich vorgestellt.

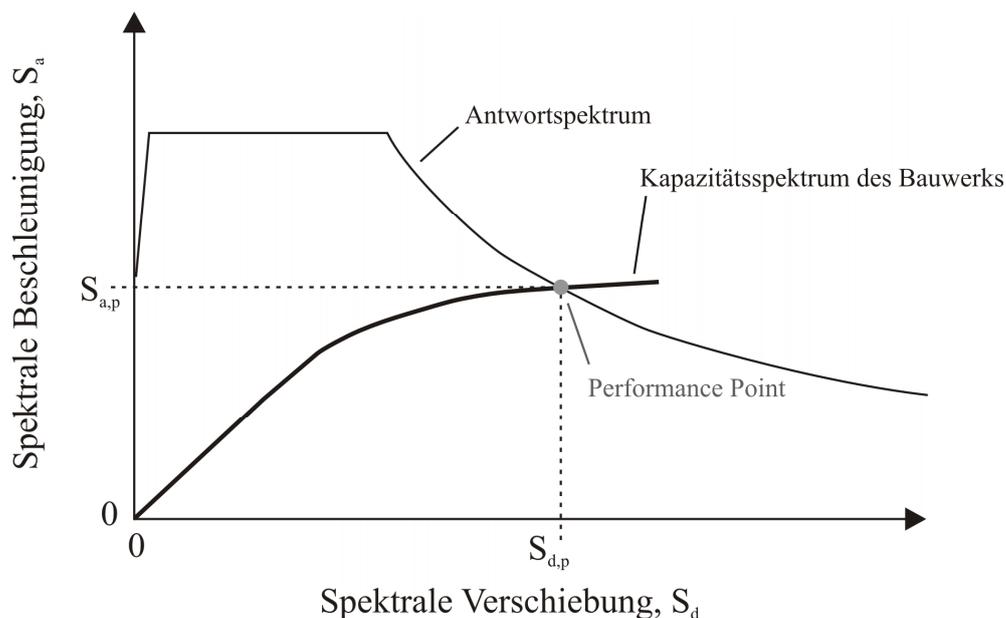
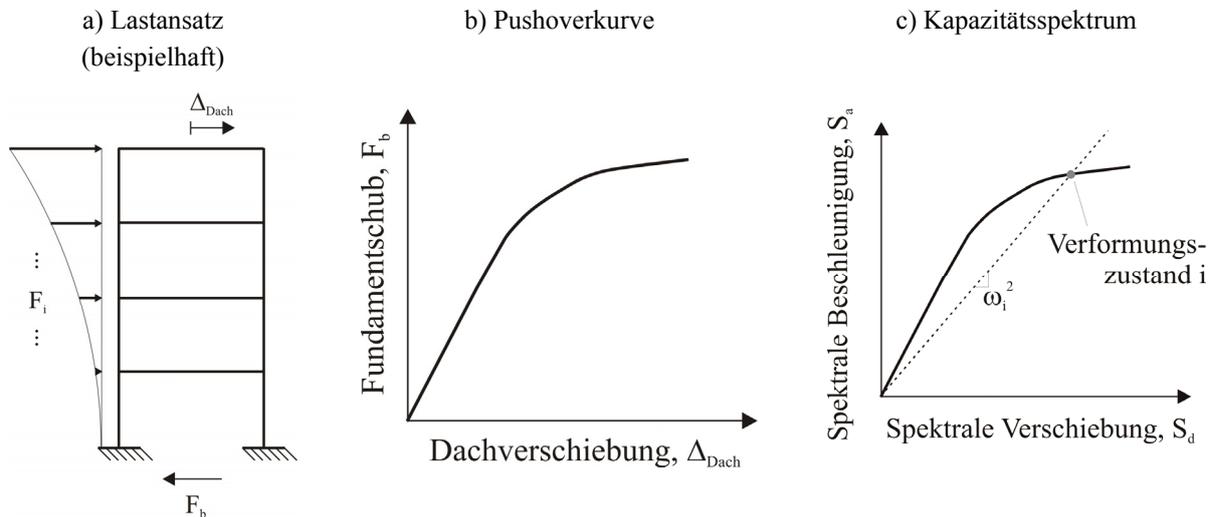


Abbildung 3.6: Kapazitätsspektrum-Methode

### 3.3.4.1 Darstellung der Bauwerkskapazität

Die Kapazität, also die maximale Trag- und Verformungsfähigkeit des Bauwerks, wird in Form einer zum Kapazitätsspektrum transformierten Pushoverkurve dargestellt. Dazu wird zunächst am Tragwerksmodell eine Last-Verformungskurve (z.B. Fundamentschub vs. Verschiebung des Massenmittelpunktes in Dachhöhe) infolge einer monoton wachsenden horizontalen Last bei konstanter Vertikallast aus Eigengewicht und Verkehrslasten ermittelt (Abbildung 3.7 a) und b)).



**Abbildung 3.7:** Ermittlung des Kapazitätsspektrums

Um das Ergebnis später mit der Erdbebenanforderung vergleichen zu können, werden die Koordinaten der Pushoverkurve in spektrale Beschleunigungen und spektrale Verschiebungen umgerechnet und ergeben so das Kapazitätsspektrum des äquivalenten Einmassenschwingers (Abbildung 3.7 c). Gleichungen (3.22) und (3.23) zeigen beispielhaft die Umrechnung für einen Eigenform-proportionalen Lastansatz.

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{m_{j,\text{eff}}} \quad (3.22)$$

$$S_{d,i} = \frac{\Delta_{\text{Dach},i}}{|\beta_j| \cdot \Phi_{j,\text{Dach}}} \quad (3.23)$$

mit  $i$  = Index des Verformungszustands (Punkt der Pushover-Kurve)

$j$  = Index der beim Lastansatz zugrunde gelegten Modalform

$F_{b,i}$  = Fundamentschub im Verformungszustand  $i$

$m_{j,\text{eff}}$  = effektive Masse der Modalform  $j$

$\Delta_{\text{Dach},i}$  = Dachverschiebung im Verformungszustand  $i$

$\beta_j$  = Anteilsfaktor der Modalform  $j$  nach Gleichung (3.1)

$\Phi_{j,\text{Dach}}$  = Dachordinate des normierten Eigenvektors der Modalform  $j$

Gleichung (3.22) leitet sich aus der Definition der modalen seismischen Gesamtkraft der  $j$ -ten Eigenform  $F_{b,j} = S_a(T_j, \xi_j) \cdot m_{j,\text{eff}}$  ab, Gleichung (3.23) resultiert aus der Bestimmungsgleichung für die modale Verformung der  $j$ -ten Modalform:  $\mathbf{u}_{j,\text{max}} = |\beta_j| \cdot S_d(T_j, \xi_j) \cdot \Phi_j$  (Gl. (3.14) und (3.15)).

Durch die nichtlineare Last-Verformungs-Kurve werden Spannungsumlagerungen, die durch die Bildung von Fließgelenken infolge von Material-Nichtlinearitäten auftreten, ebenso berücksichtigt wie Effekte aus Theorie II. Ordnung, also geometrischer Nichtlinearität.

Mit zunehmender Verformung vergrößert sich im nichtlinearen Bereich durch die Bildung plastischer Bereiche und somit die Reduktion der Tragwerkssteifigkeit die Grundschwingdauer des Bauwerks. Dies lässt sich auch im Kapazitätsspektrum wieder finden: Aufgrund der bereits in Gleichung (2.6) genannten Beziehung

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a \cdot T^2}{4\pi^2} \Leftrightarrow \omega^2 = \frac{S_a}{S_d} \quad (3.24)$$

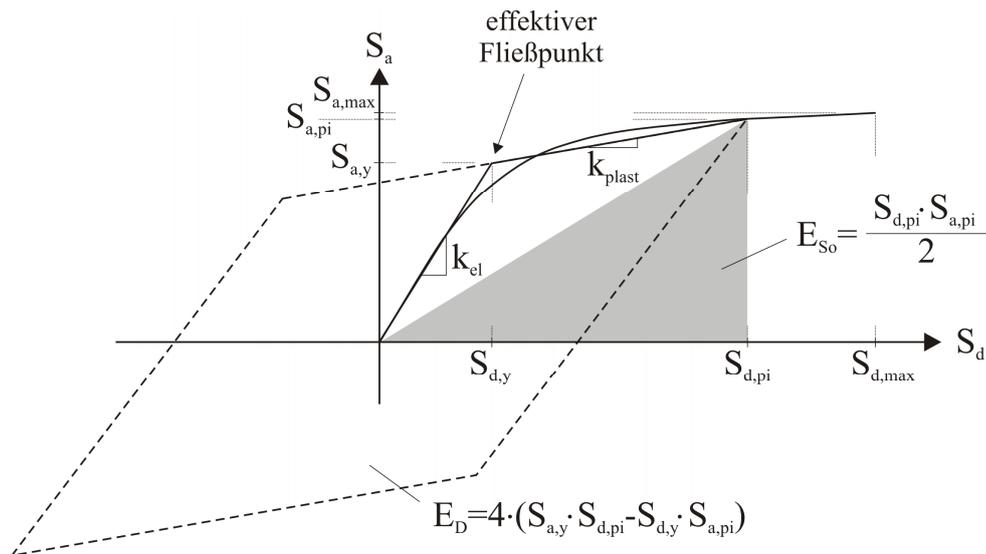
entspricht die Steigung der Sekante durch einen Punkt des Kapazitätsspektrums gerade dem Quadrat der Eigenkreisfrequenz des äquivalenten Einmassenschwingers im zu diesem Punkt korrespondierenden Verformungszustand (Abbildung 3.7 c). Mit fortschreitender Verformung, also mit Abschreiten der Kapazitätskurve von links nach rechts, verringert sich die Steigung der Sekante, die Eigenperiode  $T=2\pi/\omega$  des Einmassenschwingers wächst an.

### Äquivalente viskose Dämpfung

Im nichtlinearen Bereich der Kapazitätskurve tritt Energiedissipation durch hysteretische Dämpfung auf und vergrößert sich mit fortschreitendem Verformungszustand. Diese Systemdämpfung ist zur späteren Ermittlung des Performance Points (Abschnitt 3.3.4.3) zu quantifizieren und kann durch eine äquivalente viskose Dämpfung  $\xi_{\text{eq}}$  approximiert werden.  $\xi_{\text{eq}}$  lässt sich nach Chopra [28] aus dem Verhältnis der in einem Belastungszyklus von der Struktur dissipierten Energie  $E_D$  (Hystereseenergie) zur in einem äquivalenten elastischen System gespeicherten Energie  $E_{S_0}$  berechnen (Abbildung 3.8). Es gilt:

$$\xi_{\text{eq}} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.25)$$

mit  $E_D$  = in einem Belastungszyklus vom nichtlinearen System dissipierte Energie  
 $E_{S_0}$  = im äquivalenten elastischen System gespeicherte Energie



**Abbildung 3.8:** Interpretation der äquivalenten viskosen Dämpfung nach [60]

Dabei entspricht  $E_D$  dem Flächeninhalt der Hystereseschleife im Last-Verformungs-Diagramm,  $E_{S_0}$  entspricht als maximale Dehnungsenergie der Fläche unter der Sekante vom Koordinatenursprung des Last-Verformungs-Diagramms zum Endpunkt des betrachteten Abschnitts der Last-Verformungskurve. Die Definition der äquivalenten viskosen Dämpfung kann auch auf das Kapazitätsspektrum angewendet werden und führt bei einer bilinearen Approximation der Kapazitätskurve und deren Erweiterung auf zyklische Belastung zu

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{(S_{a,y} \cdot S_{d,pi} - S_{d,y} \cdot S_{a,pi})}{S_{a,pi} \cdot S_{d,pi}} \quad (3.26)$$

mit:  $(S_{d,y}, S_{a,y}) =$  Koordinaten des effektiven Fließpunktes (Steifigkeitsänderung der bilinearen Idealisierung des Kapazitätsspektrums)  
 $(S_{d,pi}, S_{a,pi}) =$  Koordinaten des Punktes im Kapazitätsspektrum / Verformungszustand, für den die äquivalente Dämpfung bestimmt werden soll

Bei der bilinearen Idealisierung besteht die Forderung, dass der Flächeninhalt der bilinearen Funktion dem der ursprünglichen Kurve gleich ist [41]. Da die Anfangssteigung  $k_{el}$  mit der Steigung der Kapazitätskurve im elastischen Bereich vorgegeben ist und der Endpunkt der beiden Kurven identisch ist, kann die Steigung  $k_{plast}$  des zweiten Astes leicht aus der Forderung nach Flächengleichheit bestimmt werden. Der Punkt der Steifigkeitsänderung bei der bilinearen Darstellung bezeichnet den effektiven Fließpunkt.

Addiert man die äquivalente viskose Dämpfung zur bereits bekannten viskosen Dämpfung  $\xi_0$  des elastisch reagierenden Systems, erhält man den Wert der effektiven Gesamtdämpfung  $\xi_{eff}$  des äquivalenten Einmassenschwingers im betrachteten Verformungszustand:

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_{eq} \quad (3.27)$$

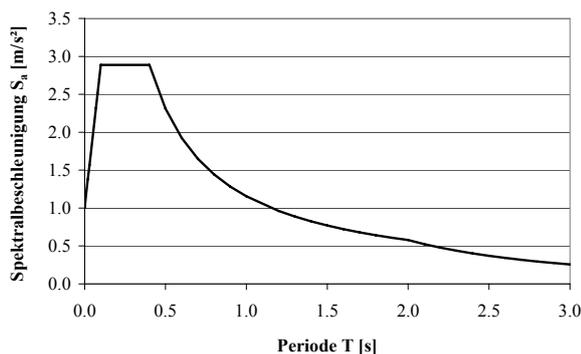
Studien haben jedoch gezeigt, dass die Kapazitätsspektrum-Methode in ihrer bis hierhin beschriebenen Form dazu neigt, die dynamischen Verschiebungen zu unterschätzen [1]. Um darauf eingehen zu können, dass das hysteretische Dissipationsverhalten je nach Baustoff unterschiedlich ist und unter Umständen deutlich von der bilinearen Approximation abweicht, wurde daher im ATC 40 [10] ein Korrekturfaktor  $\kappa$  in die Berechnung der effektiven Gesamtdämpfung eingeführt:

$$\xi_{\text{eff}} = \xi_0 + \kappa \cdot \xi_{\text{eq}} \quad (3.28)$$

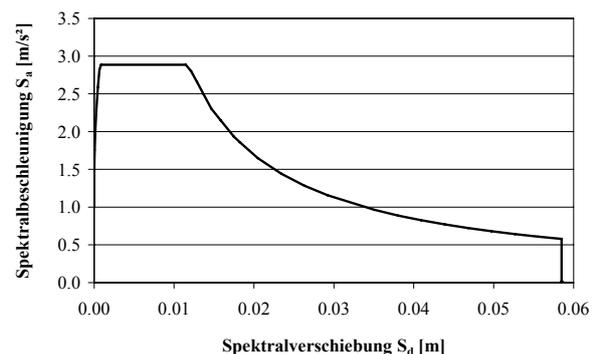
$\kappa$  ist für drei verschiedene Typen von Hystereseverhalten in Anlehnung an die Form der Kapazitätskurve angegeben. Grenzwerte für  $\kappa$  sind 1,0 für besonders gutmütiges zyklisches Verhalten (stabile, füllige Hystereseurve; die bilineare Idealisierung des Kapazitätsspektrums stellt in diesem Fall eine ausreichend genaue Approximation des Hystereseverhaltens dar) und 0,33 für schwaches hysteretisches Verhalten, also deutlich abnehmender Energiedissipation im Verlauf zyklischer Belastung, bzw. eine stark eingeschnürte Hystereseurve.

### 3.3.4.2 Darstellung der Erdbebeneinwirkung

Die Einwirkungen aus seismischer Belastung ergeben sich aus dem gemäß der effektiven Dämpfung abgeminderten elastischen Beschleunigungs-Antwortspektrum für den Bauwerksstandort. Für Bemessungszwecke wird dabei üblicherweise ein geglättetes Normantwortspektrum verwendet. Es kann aber auch das Antwortspektrum eines konkreten gemessenen Erdbebenzeitverlaufs genutzt werden, wenn das Bauwerksverhalten auf ein bestimmtes Erdbebenereignis nachgerechnet werden soll. Wie das Kapazitätsspektrum wird auch das Antwortspektrum in einem Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm dargestellt (Abbildung 3.9 b).



a) Spektralbeschleunigung als Funktion der Periode des äquivalenten Einmassenschwingers



b) Spektralbeschleunigung als Funktion der Spektralverschiebung

**Abbildung 3.9: Beispielhaftes elastisches Antwortspektrum der DIN 4149 [65]**

Für die Überführung der „Norm-Darstellung“ in Abbildung 3.9 a in das  $S_a$ - $S_d$ -Diagramm in Abbildung 3.9 b werden die Abszissenwerte  $S_d$  über Gleichung (3.29) aus der Grundschwingzeit  $T$  des äquivalenten Einmassenschwingers und der Spektralbeschleunigung  $S_a$  berechnet.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a \cdot T^2}{4\pi^2} \quad (3.29)$$

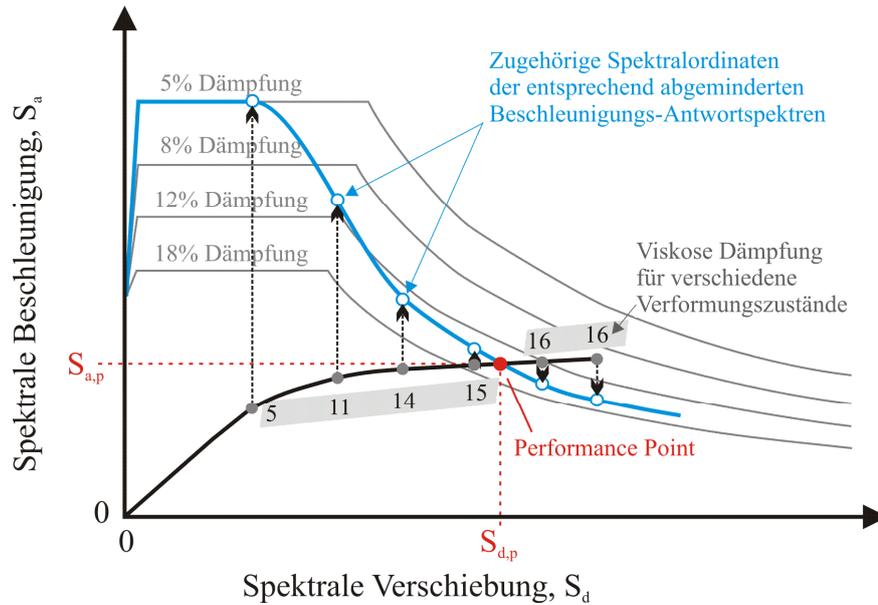
Da die Beschleunigungsordinate in internationalen Normspektren im langperiodischen Bereich in aller Regel als eine Funktion von  $1/T^2$  definiert ist (z.B. [5], [65]), ist in diesem Bereich die Spektralverschiebung konstant, und die Abszisse damit auf einen maximalen Wert begrenzt, wie in Abbildung 3.9 b gut zu erkennen ist.

### 3.3.4.3 Bestimmung des Performance Points

Zur Auswertung der Kapazitätsspektrum-Methode ist das nichtlineare Kapazitätsspektrum mit dem gedämpften Antwortspektrum zu überlagern. Der Schnittpunkt der beiden Kurven mit den Koordinaten  $S_{d,p}$  und  $S_{a,p}$  stellt den Performance-Point dar, der die zu erwartende inelastische Antwort des äquivalenten Einmassenschwingers auf das vorausgesetzte Erdbeben zeigt.

Allerdings ist, wie oben erwähnt, die Systemdämpfung abhängig vom Verformungszustand, sodass mit Erreichen des nichtlinearen Bereichs zu jedem Punkt des Kapazitätsspektrums ein anderes Antwortspektrum korrespondiert. Zur Lösung dieser Schwierigkeit wird im ATC 40 [10] vorgeschlagen, den Schnittpunkt der beiden Spektren iterativ zu ermitteln. Dabei wird der Performance Point zunächst durch einen „educated guess“ mit den Koordinaten ( $S_{d,pi}$ ,  $S_{a,pi}$ ) abgeschätzt und die zu diesem Verformungszustand korrespondierende Dämpfung gemäß dem oben beschriebenen Verfahren ermittelt. Entsprechend dieser Dämpfung wird daraufhin das Antwortspektrum abgemindert und überprüft, ob a) die beiden Kurven einen Schnittpunkt aufweisen, und ob b) dieser Schnittpunkt mit dem geschätzten Performance Point übereinstimmt. Ist dies nicht der Fall, muss ein neuer Startwert gewählt werden bis der angenommene und der errechnete Performance Point mit ausreichend geringer Toleranz übereinstimmen.

Die aufwändige Iteration zur Bestimmung des Performance Points kann durch eine alternative Vorgehensweise umgangen werden [41], [62]. Hierbei ist zunächst für einzelne sinnvoll gewählte Punkte des Kapazitätsspektrums die effektive Dämpfung zu ermitteln. Die Ordinaten der entsprechend abgeminderten Antwortspektren können daraufhin im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm aufgetragen und zu einem „resultierenden abgeminderten Antwortspektrum“ verbunden werden (Abbildung 3.10). Der Schnittpunkt dieses resultierenden Antwortspektrums mit dem Kapazitätsspektrum stellt dann den Performance Point dar.



**Abbildung 3.10: Ermittlung des Performance Points nach [15], [41], [62]**

Aus der Lage des Performance Points lassen sich zunächst qualitative Rückschlüsse auf das Verhalten des Tragwerks im Erdbebenfall ziehen: Schneidet das resultierende abgeminderte Antwortspektrum die Kapazitätskurve in ihrem linearen Bereich, wird sich das Tragwerk bei entsprechender Erdbebenbelastung linear-elastisch verhalten. Liegt der Schnittpunkt weit im nichtlinearen Bereich, ist mit einer ausgeprägten Fließgelenkbildung zu rechnen. Die Länge des über den Performance Point hinaus gehenden Teils der Kapazitätskurve gibt Aufschluss über die plastischen Reserven im Erdbebenfall.

Quantitativ beschreibt der Performance Point die beim Bemessungsbeben zu erwartende Beschleunigung und relative Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers. Mittels der Gleichungen (3.30) und (3.31) lassen sich die Koordinaten des Performance Points auf die zu erwartenden maximalen Verschiebungen des modellierten Mehrmassenschwingers und den zugehörigen Fundamentalschub rücktransformieren.  $j$  bezeichnet dabei die bei der Pushover-Analyse zugrunde gelegte Eigenform.

$$\mathbf{u}_{j,\max} = S_{d,p,j} \cdot |\beta_j| \cdot \Phi_j \quad (3.30)$$

$$F_{b,j,\max} = S_{a,p,j} \cdot m_{j,\text{eff}} \quad (3.31)$$

Dividiert man weiterhin die Abszisse  $S_{d,p}$  des Performance Points durch die  $x$ -Koordinate des effektiven Fließpunkts, also des Punkts des Steigungswechsels der zugehörigen bilinearen Darstellung der Kapazitätskurve, so erhält man die erforderliche Verschiebeduktilität  $\mu$  [41].

Findet sich kein Performance Point, weil der Stabilitätsverlust des Bauwerks und damit der Endpunkt des Kapazitätsspektrums erreicht wird, bevor die Kapazitätskurve das der aktuellen Bauwerksdämpfung entsprechend abgeminderte Antwortspektrum schneidet, so sind die Anforderungen aus dem seismischen Ereignis in jedem Verformungszustand größer als die Kapazität des Bauwerks – das Bauwerk wird dem Erdbeben nicht standhalten.

### 3.3.5 Überlegungen zum Lastansatz bei der Pushover-Analyse

In Abschnitt 3.3.4 wurde im Bezug auf die Last-Verformungskurve festgehalten, dass sie „infolge einer monoton wachsenden horizontalen Last bei konstanter Vertikallast aus Eigengewicht und Verkehrslasten“ zu ermitteln sei. Auf die Art und die Verteilung der horizontalen Last wurde nicht eingegangen. Da erwartungsgemäß unterschiedliche Lastansätze zu deutlich unterschiedlichen Fundamentschub-Dachverschiebungskurven führen, widmet sich das folgende Kapitel detailliert dieser Problemstellung.

Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass die zyklische Belastung eines Bauwerks zu einem anderen Last-Verformungsverhalten führen kann, als es durch eine nichtlinear-statische Pushoverkurve prognostiziert wird. Da aber die Anzahl der Zyklen beim Bemessungserdbeben nicht voraussagbar ist, wird der Einfluss der Belastungsgeschichte auf den Lastansatz üblicherweise vernachlässigt.

#### 3.3.5.1 Vereinfachte Lastaufbringung zur Ermittlung der Pushoverkurve

Die horizontalen Ersatzlasten zur Ermittlung der Pushoverkurve sollen die Trägheitskräfte verkörpern, die sich bei dynamischer Beanspruchung einstellen, und können mit unterschiedlichem Aufwand modelliert werden. Neben einer stark vereinfachenden und daher nur für einstöckige Gebäude zu empfehlenden horizontalen Einzellast in Dachhöhe bieten sich für übliche Hochbauten eine bezüglich der Bauwerkshöhe konstante Lastverteilung, eine linear mit der Höhe zunehmende Verteilung oder eine Verteilung in Form der ersten Eigenform des Bauwerks an (Abbildung 3.11). Da die Trägheitskräfte von den bewegten Massen abhängen, sollten außerdem alle Lastverteilungen massenproportional sein.

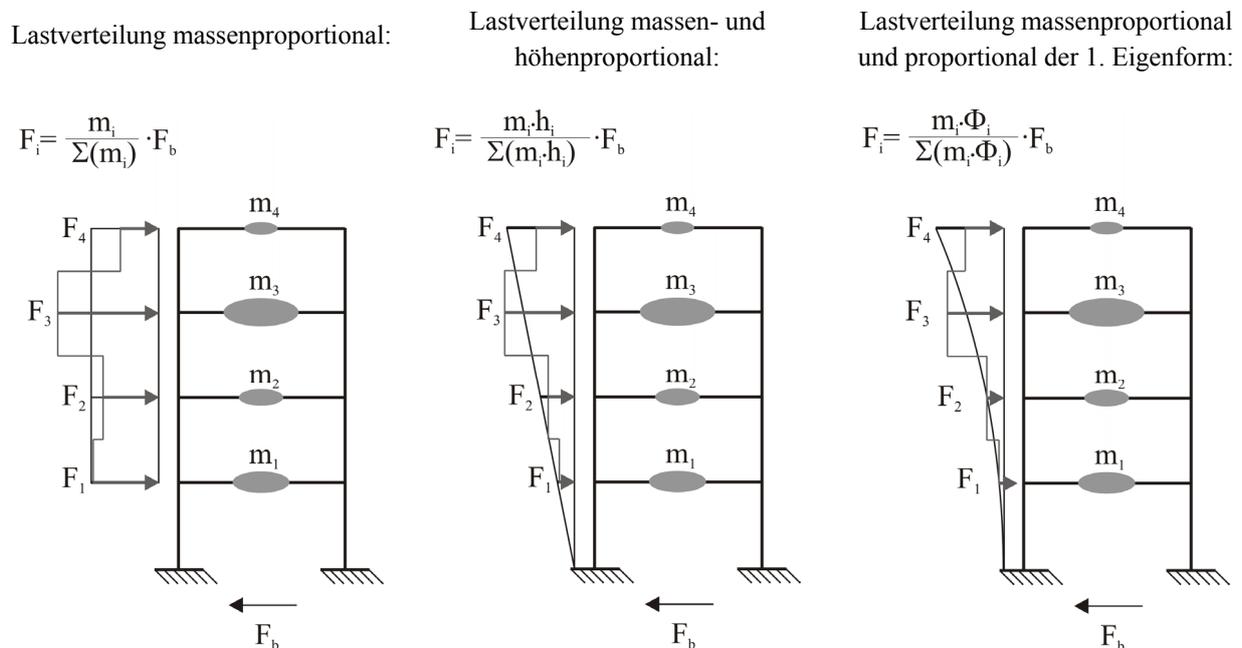


Abbildung 3.11: Lastansatz zur Bestimmung der Pushoverkurve

Für sehr weiche Tragwerke (Grundschwingzeit  $T_1 > 1,0$  s), zu denen auch typische Rahmenkonstruktionen im Anlagenbau zählen, wird verschiedentlich empfohlen, beim Lastansatz durch eine vorangehende Spektrale Analyse des Tragwerks die Modalbeiträge mehrerer relevanter Eigenformen zu überlagern [38], [39].

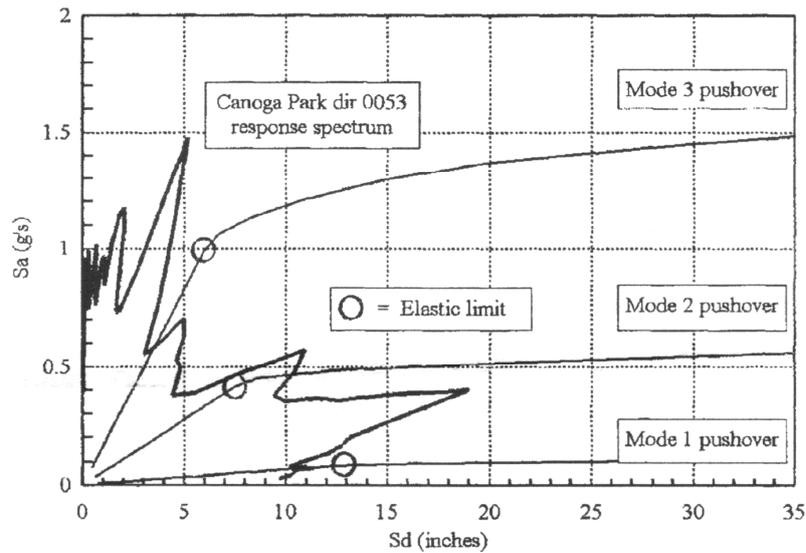
Die Verteilung proportional der ersten Eigenform und die lineare Lastverteilung als deren Vereinfachung sowie die kombinierte Verteilung aus mehreren Eigenformen repräsentieren das Systemverhalten im elastischen Zustand, während eine gleichförmige Lastverteilung die wahrscheinlichen Trägheitskräfte im inelastischen Zustand unter der Annahme darstellt, dass sich (im Erdgeschoss) ein weiches Geschoss ausgebildet hat [44], [56].

Für eine realistische Abschätzung des Tragwerkverhaltens im Erdbebenfall sollten mehrere Pushover-Analysen mit unterschiedlichen horizontalen Lastansätzen durchgeführt und die Ergebnisse verglichen werden [39]. Mit nur einer Pushover-Analyse lassen sich hingegen bereits wirklichkeitsnahe Ergebnisse ermitteln, wenn ein massen- und eigenformproportionaler Lastansatz gewählt wird, dem die jeweils aktuelle Grundmodalform unter Berücksichtigung reduzierter Systemsteifigkeiten durch Schädigungseffekte zugrunde gelegt wird [62]. Dies bedeutet, dass der Eigenvektor  $\Phi$  und der Anteilfaktor  $\beta$ , die für die Transformation der Pushoverkurve in ein Kapazitätsspektrum benötigt werden (Gleichung (3.23)), in jedem Lastschritt der Pushover-Analyse neu ermittelt werden.

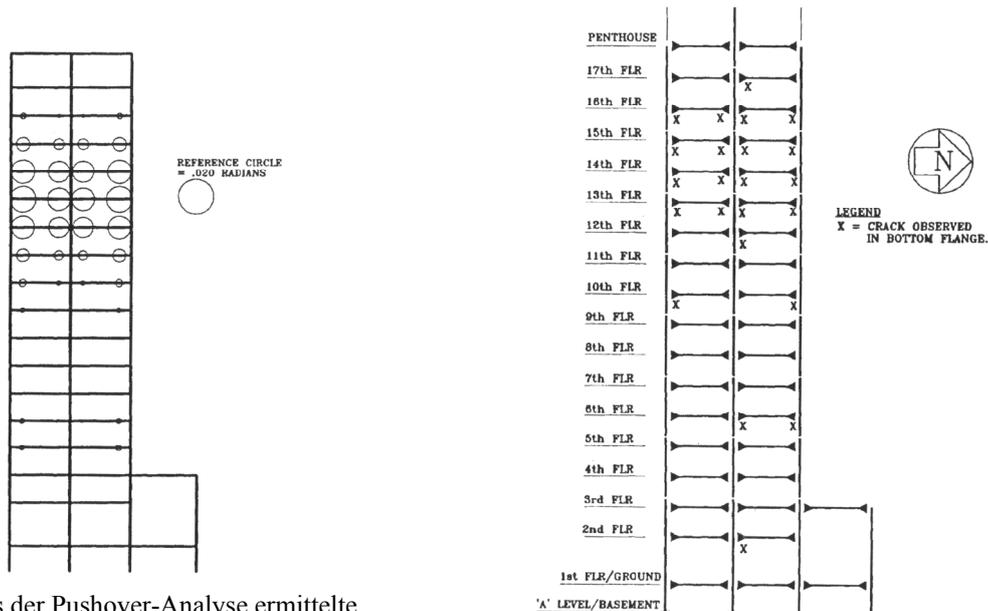
### 3.3.5.2 Lastaufbringung unter Berücksichtigung mehrerer Eigenformen

Insbesondere bei hohen Gebäuden können höhere Eigenformen einen relevanten Anteil am Gesamtschwingverhalten des Bauwerks haben (z.B. [1], [10], [41], [44]). Zahlreiche Arbeiten befassen sich mit der Fragestellung, unter welchen Randbedingungen dieser Anteil höherer Eigenformen bemessungsrelevant wird und wie höhere Eigenformen im Rahmen nichtlinear statischer Berechnungsverfahren Berücksichtigung finden können. Die wichtigsten Vorschläge werden im Folgenden vorgestellt.

Die von Sasaki et al. 1998 [74] erarbeitete **Multi-Modale Pushover Analyse** (MMP) folgt prinzipiell dem vorgestellten Verfahren zur Erstellung der Last-Verformungskurve, verwendet aber statt der klassischen Lastverteilung Verteilungen proportional der ersten und höherer Eigenformen linear-elastischer Schwingung (bei gleichzeitiger Massenproportionalität). Unabhängig voneinander werden so mehrere Pushoverkurven ermittelt und gemeinsam im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm dargestellt (Abbildung 3.12 a). Aus der Lage des Schnittpunkts des Antwortspektrums mit den verschiedenen Kapazitätsspektren wird ersichtlich, welche Eigenschwingung maßgeblich zu plastischen Verformungen führt. Daraus wiederum lässt sich in etwa die Lage der Fließgelenke im Tragwerk ableiten (Abbildung 3.12 b). Dieses Verfahren wurde von den Verfassern des Artikels aber nicht zu Bemessungszwecken entwickelt, sondern dient lediglich der Lokalisierung möglicher Schwachstellen im Tragwerk oder der nachträglichen Untersuchung des dynamischen Verhaltens geschädigter Bauwerke (Abbildung 3.12 c).



a) Überlagerung mehrerer Kapazitätskurven des in b) dargestellten Modells eines 17-stöckigen Bauwerks in Los Angeles mit dem Antwortspektrum des Northridge Bebens von 1994 für den Bauwerksstandort (Performance Point bei Lastansatz proportional der 2. Eigenform im nichtlinearen Bereich, bei den beiden anderen Lastansätzen im elastischen Bereich des jeweiligen Kapazitätsspektrums)



b) Aus der Pushover-Analyse ermittelte Fließgelenke bei einem Lastansatz proportional der 2. Eigenform

c) Tatsächlich beim betrachteten Erdbeben aufgetretene nichtlineare Verformungen / Fließgelenke

**Abbildung 3.12: Praktische Anwendung der Multimodalen Pushover-Analyse [74]**

Chopra und Goel schlagen in [22] mit der **Modalen Pushover Analyse (MPA)** ein Verfahren vor, das die Pushover-Analyse mit dem verschiebungsbasierten Antwortspektren-Verfahren kombiniert. Hierbei werden für  $n$  relevante Eigenschwingungen des Bauwerks Last-Verformungs-Kurven (Pushoverkurven) unter Ansatz eines massen- und eigenformproportionalen Lastvektors ermittelt (Gleichung (3.32)).

$$\mathbf{F}_j = \mathbf{M} \cdot \Phi_j \quad (3.32)$$

mit  $\mathbf{F}_j$  = massen- und eigenformproportionaler Lastvektor  
 $\mathbf{M}$  = Massenmatrix  
 $\Phi_j$  = Eigenvektor der j-ten Eigenform

Nach Transformation der Pushoverkurve in ein Kapazitätsspektrum und bilinearer Idealisierung kann die maximal beim Bemessungserdbeben zu erwartende Verformung  $D_j$  des äquivalenten Einmassenschwingers aus nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen am Einmassenschwinger ermittelt oder aus einem inelastischen Verschiebungsspektrum abgegriffen werden, welches zu den Kennwerten des Einmassenschwingers korrespondiert. Die maximale Dachverschiebung  $u_{\text{Dach},j}$  des Mehrmassenschwingers ergibt sich dann zu

$$u_{\text{Dach},j} = \Gamma_j \cdot \Phi_{\text{Dach},j} \cdot D_j \quad (3.33)$$

mit  $u_{\text{Dach},j}$  = Dachverschiebung bei Betrachtung der j-ten Eigenform  
 $\Phi_{\text{Dach},j}$  = Dachordinate des Eigenvektors der j-ten Eigenform

$$\Gamma_j = \text{Anteilsfaktor der j-ten Eigenform mit } \Gamma_j = \frac{\Phi_j^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{r}_j}{\Phi_j^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_j}$$

$D_j$  = maximale Verformung des äquivalenten Einmassenschwingers;  
 ermittelt aus inelastischem Verschiebungsantwortspektrum oder  
 aus nichtlinearer Zeitverlaufsberechnung am Einmassenschwinger

Die zu diesen n Dachverschiebungen korrespondierenden bemessungsrelevanten Größen (z.B. Etagenverschiebungen, Inter-Storey Drifts, etc.) werden schließlich aus den (Zwischen-) Ergebnissen der Pushover-Berechnungen entnommen und mit Hilfe einer geeigneten Überlagerungsregel kombiniert.

Im Jahr 2004 wird von Chopra und Goel [27] die Modale Pushover Analyse für unsymmetrische Bauwerke erweitert, indem am dreidimensionalen Bauwerksmodell die Ersatzlasten je Etage in drei Komponenten aufgebracht werden – zwei in horizontaler Richtung (x, y) und eine als Moment um die vertikale Achse ( $\varphi$ ). Der folgenden Pushover-Analyse können zwei Pushoverkurven entnommen werden (eine in x- und eine in y-Richtung), von denen diejenige in der Hauptschwingungsrichtung der zugrunde gelegten Modalform für die weiteren Untersuchungen maßgebend ist.

Bei beiden Varianten der Modalen Pushover Analyse werden die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung mittels einer Überlagerungsregel (z.B. SRSS- oder CQC-Regel) superponiert, was jedoch prinzipiell nur für elastische Systeme zulässig ist. Die Methode der Modalen Pushover Analyse bezieht sich zwar auf in Kapazitätsspektren transformierte Last-Verformungskurven des zu untersuchenden Bauwerks und nutzt Antwortspektren als Darstellung der Erdbebeneinwirkung, sie stellt aber eine Variation der Kapazitätsspektrum-Methode dar, da inelastische Verschiebungsspektren verwendet werden und da die Bauwerks-Kapazität und Erdbebeneinwirkung nicht grafisch in einem Diagramm verglichen werden können.

Gupta und Kunnath stellen in ihrem Aufsatz aus dem Jahr 2000 [44] die **Adaptive Pushover Methode** (APM) für zweidimensionale Systeme vor. Hier werden für  $n$  als relevant erachtete Eigenformen  $j$  die horizontalen statischen Ersatzkräfte in Höhe des Stockwerks  $i$  eigenform- und massenproportional nach Gleichung (3.34) errechnet. Dabei wird für alle Eigenformen dieselbe Bauwerksdämpfung (des elastisch reagierenden Systems) und damit dasselbe abgeminderte Beschleunigungsantwortspektrum zugrunde gelegt.

$$\mathbf{F}_j = \Gamma_j \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_j \cdot S_a(T_j, \xi) \quad (3.34)$$

mit  $\mathbf{F}_j$  = Lastvektor proportional der  $j$ -ten Eigenform

$$\Gamma_j = \text{Anteilsfaktor der } j\text{-ten Eigenform mit } \Gamma_j = \sum_{i=1}^m m_i \cdot \Phi_{ij} \quad (i = \text{Stockwerk})$$

[vgl. Gl. (3.1); Gupta und Kunnath setzen voraus, dass  $\mathbf{r}^T = (1 \dots 1)$ ]

$\mathbf{M}$  = Massenmatrix

$\Phi_j$  = Eigenvektor der  $j$ -ten Eigenform

$S_a(T_j, \xi)$  = zur Eigenperiode der  $j$ -ten Eigenform korrespondierende Ordinate des gedämpften elastischen Beschleunigungsspektrums

Diese modalen Lastverteilungen werden in  $n$  parallelen Pushover-Analysen jeweils schrittweise auf das Tragwerksmodell aufgebracht, wobei die jeweilige Schrittgröße von Gupta und Kunnath vordefiniert ist. Die inkrementellen Ergebnisgrößen (z.B. Verformungen oder Schnittgrößen) werden per SRSS-Regel überlagert. Treten einzelne Tragelemente in den nichtlinearen Bereich, werden während des Rechenlaufs die Systemsteifigkeit angepasst, die Eigenformen und Eigenperioden neu ermittelt, die Lastverteilung korrigiert und die Rechnung so iterativ fortgesetzt.

Während bei diesem Verfahren die sich ändernden dynamischen Charakteristika des Bauwerks im Bezug auf die Eigenvektoren Berücksichtigung finden, gilt dies nicht für die infolge der Fließgelenkbildung ansteigende Systemdämpfung – es wird lediglich ein für eine konstante Dämpfung (z.B. 5% für Stahlbetonbauwerke) abgemindertes elastisches Antwortspektrum zugrunde gelegt. Zu untersuchen bleibt weiterhin, ob das Überlagerungsverfahren (SRSS) allgemein anwendbar ist. Da bei der Adaptiven Pushover Methode die Erdbebeneinwirkung über die Spektrumsordinate  $S_a$  bereits in die Ermittlung der Last-Verformungskurve eingeht, kann nicht ein und dieselbe Kapazitätskurve zur Ermittlung der Bauwerksantworten auf Erdbeben verschiedener Wiederkehrperioden und damit anderer Spektralordinaten genutzt werden. Dies erschwert die Verwendung der Methode im Rahmen der oben erwähnten verhaltensbasierten Bemessung.

Als Weiterentwicklung der Adaptiven Pushover Methode beschreibt Kunnath 2004 [56] die **Methode Modaler Kombination** (MMC), welche die einzelnen Modalbeiträge nicht mehr entkoppelt betrachtet und dann zum Gesamtergebnis überlagert, sondern unter Berücksichtigung des Vorzeichens direkt beim Ansatz der Ersatzlasten kombiniert (Gleichung (3.35)). Dadurch wird die fragliche Überlagerung der Ergebnisse nichtlinearer Berechnungen umgangen.

$$\mathbf{F} = \sum_{j=1..n} \alpha_j \cdot \Gamma_j \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_j \cdot S_a(T_j, \xi_j) \quad (3.35)$$

mit  $\mathbf{F}$  = Lastvektor

$\alpha_j$  = Faktor zur Wichtung der Eigenform j (siehe Text)

$\Gamma_j$  = Anteilsfaktor der j-ten Eigenform

$\mathbf{M}$  = Massenmatrix

$\Phi_j$  = Eigenvektor der Eigenform j

$S_a(T_j, \xi_j)$  = zur Eigenperiode und Dämpfung der j-ten Eigenform korrespond.

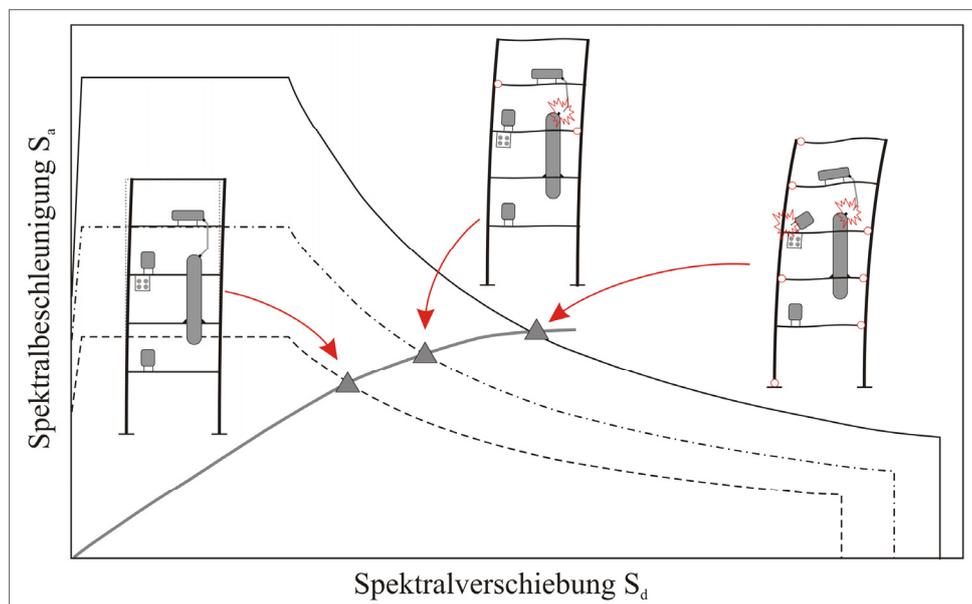
Ordinate des 5% gedämpften elastischen Beschleunigungsspektrums

Der Modifikationsfaktor  $\alpha_j$  beschreibt dabei den relativen Einfluss der Eigenform j und kann positive oder negative Werte annehmen. Kunnath schreibt, dass der Faktor mit +1,0 bzw. -1,0 belegt werden kann, gibt aber zu bedenken, dass eine Anpassung des Parameters  $\alpha$  sinnvoll ist, wenn die Anteilsfaktoren höherer Moden klein, deren Beschleunigungsbeitrag zur Gesamtantwort aber relevant ist [56]. Konkrete Handlungsempfehlungen werden allerdings in diesem Zusammenhang nicht gegeben. Durch die aus diesem Faktor  $\alpha$  resultierenden zahlreichen Kombinationsmöglichkeiten der Vorzeichen innerhalb der Summation erfordert die Methode Modaler Kombination eine Vielzahl von Pushover-Analysen bis die maßgebenden Anforderungen an das Bauwerk als Umhüllende aller Berechnungsergebnisse (z.B. für die Dachverschiebung, Inter-Storey-Drifts, etc.) gefunden ist. Innerhalb jeder Pushover-Analyse bleibt die Form der Lastverteilung unverändert, es werden also nur die Eigenformen des elastischen Systems zugrunde gelegt.

## 4 Tragwerksberechnung im Anlagenbau

Aufgrund der spezifischen Gegebenheiten im Anlagenbau (vgl. Abschnitt 1.1) bieten sich für die Bemessung der dortigen Tragstrukturen in besonderer Weise verformungsbasierte, nichtlinear statische Berechnungsverfahren an. Sie stellen im Vergleich zum im Bemessungsalltag gebräuchlichen kraftbasierten Antwortspektrumverfahren wichtigen Informationszugewinn bereit:

Dadurch, dass eine im Rahmen einer überschaubaren statischen Analyse des Tragwerksmodells ermittelte Pushoverkurve mit Antwortspektren von Erdbeben verschiedener Wiederkehrperioden überlagert werden kann, sind Aussagen über das seismische Verhalten der Anlage unter unterschiedlich starken Belastungen möglich. Der Anlagenbetreiber kann somit durch Festlegung bestimmter Grenzzustände eine verhaltensorientierte Bemessung der Anlage durchführen.



**Abbildung 4.1: Verhaltensorientierte Bemessung mittels Kapazitätsspektrum-Methode**

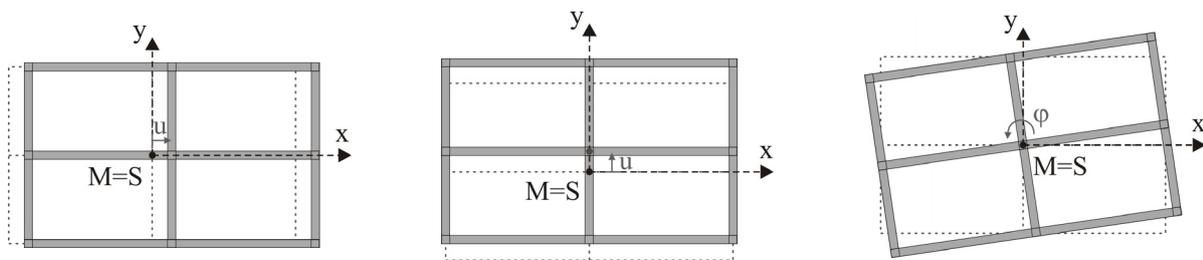
Durch die direkte Ermittlung relativer Verschiebungen innerhalb des Tragwerks können darüber hinaus die zu erwartenden Belastungen linienförmiger verformungsbasierter Sekundärstrukturen wie Rohrleitungen oder über mehrere Ebenen verlaufende Kolonnen abgeschätzt werden. Nicht zuletzt lassen sich in der nichtlinear-statischen Tragwerksanalyse zur Ermittlung der Pushoverkurve die vorliegenden Materialparameter detailliert berücksichtigen. Auch Materialkombinationen können abgebildet werden, sofern im Bauwerk weiterhin klassische Dämpfung vorliegt (vgl. Abschnitt 2.2).

Von der Vielzahl alternativer nichtlinear statischer Bemessungsverfahren hat die Kapazitätsspektrum-Methode unter anderem aufgrund ihrer grafischen Nachvollziehbarkeit im internationalen Raum zum aktuellen Zeitpunkt die größte Akzeptanz gefunden und wird daher im Rahmen der vorliegenden Arbeit verfolgt. Allerdings beziehen sich bisherige Forschung und Anwendung dieses Verfahrens zu einem großen Teil auf die Bemessung und Begutachtung von üblichen Hochbauten aus Stahlbeton und Mauerwerksbauten [10], [62], deren horizontaler Lastabtrag über Schubwände erfolgt.

Im Anlagenbau der chemischen Industrie liegt aufgrund möglicher Exzentrizitäten zwischen Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt sowie des Einflusses höherer Eigenformen bei weichen Rahmentragwerken eine etwas andere Situation vor, deren Berücksichtigung bei der Anwendung der Kapazitätsspektrum-Methode nicht trivial ist. Im Folgenden werden die einzelnen Besonderheiten erörtert und Lösungsvorschläge erarbeitet. Der Textaufbau folgt dabei dem praktischen Vorgehen von der Modellbildung über den Lastansatz bis hin zur Auswertung der Kapazitätsspektrum-Methode. Ein Anwendungsbeispiel in Abschnitt 4.5 und ein zusammenfassendes Fazit schließen das Kapitel ab.

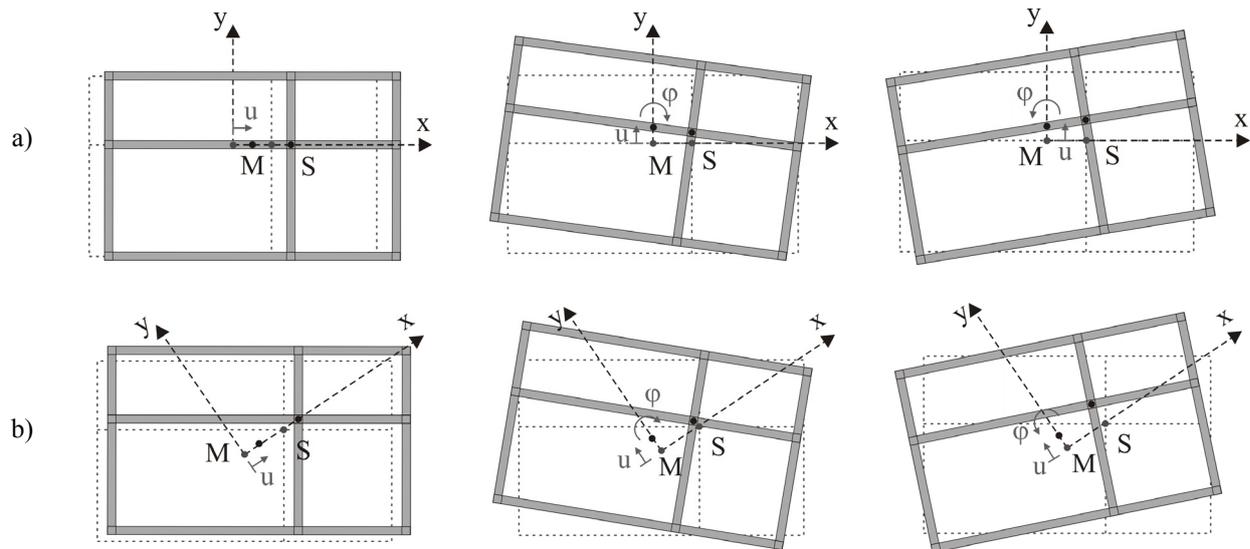
## 4.1 Modellbildung

Um den Modellierungsaufwand möglichst gering zu halten, wird bei der Bemessung von Hochbauten üblicherweise eine zweidimensionale Tragwerksmodellierung angestrebt. Bei Bauwerken, die in Grund- und Aufriss regelmäßig sind, ist diese Vereinfachung mit ausreichender Ergebnisgenauigkeit zulässig, da Biege- und Torsionsschwingungen in diesem Fall voneinander entkoppelt sind (Abbildung 4.2).



**Abbildung 4.2:** Qualitative Darstellung der Eigenformen eines einstöckigen Gebäudes bei Zusammenliegen von Massen- und Steifkeitsmittelpunkt nach [80]

Liegen Massen- und Steifigkeitsschwerpunkt jedoch deutlich voneinander entfernt, resultiert aus einer Stockwerksverschiebung  $u$  quer zur Exzentrizität gleichzeitig eine Grundrissverdrehung  $\varphi$  – Translations- und Rotationsschwingungen sind gekoppelt (vgl. Abbildung 4.3). Dadurch werden insbesondere die massennahen Außenrahmen deutlich stärker beansprucht als dies bei einer rein translatorischen Bewegung des Grundrisses der Fall wäre. Im Anlagenbau kann genau dieser Fall beispielsweise durch Umbauten und Prozessänderungen während der Lebensdauer der Anlage auftreten: Dann sind unter Umständen schwere Behälter und Aggregate innerhalb einer Tragwerksebene stark exzentrisch platziert, während andere Bereiche der Etage kaum belastet sind. Eine zweidimensionale Modellierung würde hier die Beanspruchungen der äußeren Aussteifungselemente unterschätzen.



**Abbildung 4.3: Qualitative Darstellung der Eigenformen eines einstöckigen Gebäudes nach [80]**  
**a) bei Steifigkeitsexzentrizität in x-Richtung**  
**b) bei Steifigkeitsexzentrizität in x- und y-Richtung; identische Translationssteifigkeit in beiden Hauptrichtungen des Gebäudes**

Ebenfalls bei Bestandsbauten kritisch ist die Modellierung der Riegel-Stützen-Anschlüsse: Für ein gutmütiges Verhalten im Erdbebenfall ist es förderlich, wenn sich Fließgelenke zunächst in den Riegeln einstellen. Dadurch wird an zahlreichen Stellen des Tragwerks plastische Arbeit verrichtet, resp. Energie dissipiert, bevor das Tragwerk schlussendlich versagt (siehe auch Abschnitt 4.3). Aufgrund der bereits angesprochenen erforderlichen Flexibilität für zukünftige Umnutzungen und Montagezustände werden bei der Planung einer Anlage Riegel- und Stützenquerschnitte für die Aufnahme vergleichsweise großer (Flächen-) Lasten dimensioniert. Infolgedessen sind starke Riegel nicht unüblich, deren Querschnitte teilweise eine ähnliche Größenordnung wie die der Stützen aufweisen. Diese Konstruktionsweise erfordert jedoch besondere Sorgfalt bei der Durchbildung der Riegel-Stützen-Anschlüsse, um eine Fließgelenkbildung in den Riegeln sicherzustellen. Bei Bestandsbauten des Anlagenbaus ist indes von einer entsprechenden konstruktiven Durchbildung der Anschlüsse nicht unbedingt auszugehen, und zwar aus zwei Gründen: Zum einen wurde das Wissen um die seismische sinnvollen konstruktiven Durchbildungen in Deutschland erst mit Einführung der Neufassung der DIN 4149 [65] im Jahr 2005 flächendeckend in deutschen Ingenieurbüros publik gemacht. Zum anderen gilt ebendiese DIN 4149:2005, wie erwähnt, nur für die Auslegung von üblichen Hochbauten. Es ist demnach fraglich, ob entsprechende Regeln bei der ursprünglichen Planung und Ausführung bestehender Anlagen intuitiv befolgt wurden.

Für die Modellierung bedeutet dies, dass für die Pushover-Analyse insbesondere für die Bereiche der Riegelanschlüsse realistische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zugrunde gelegt werden müssen. Die Orte der Fließgelenkbildung können dann erst während der Berechnung ermittelt werden. Würden stattdessen mögliche Fließgelenke in den Riegeln vorgegeben – wie dies in einigen kommerziellen Statik-Programmen zur Pushover-Analyse [94], [95] vorgesehen ist –, obwohl sich ggf. im realen Tragwerk zunächst in den Stützen plastische Gelenke ausbilden,

würde ein duktileres Tragwerksverhalten als tatsächlich vorhanden suggeriert; die im Erdbebenfall zu erwartenden Verformungen würden somit überschätzt (vgl. Abschnitt 4.3).

## 4.2 Lastansatz

### 4.2.1 Verteilung der statischen Ersatzlasten innerhalb einer Tragwerksebene

Um die in Abschnitt 4.1 benannte Kopplung von Rotations- und Translationsschwingungen im Lastansatz zur Ermittlung der Pushoverkurve berücksichtigen zu können, muss das Torsionsmoment infolge des Abstands zwischen Massen- und Steifigkeitsschwerpunkt quantifiziert werden.

Dabei ist der Ort des Massenschwerpunkts einer Etage relativ einfach nach Gleichung (4.1) zu bestimmen. Anschaulich ist dies derjenige Punkt, an dem eine beliebig gerichtete Kraft lediglich eine translatorische Bewegung der gedanklich freigeschnittenen Etage in Krafrichtung zur Folge hätte, nicht aber eine Drehbewegung.

$$x_M = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \quad (4.1)$$

mit  $x_M$  = Abstand des Massenmittelpunkts bezogen auf einen Referenzpunkt  
 $x_i$  = Abstand des Massenpunkts  $i$  bezogen auf denselben Referenzpunkt  
 $m_i$  = Masse des Massenpunkts  $i$

Der Steifigkeitsschwerpunkt einer Etage ist derjenige Punkt, an dem eine horizontale Kraft nur zu einer Verschiebung der Etage im Tragwerksverbund (also nicht freigeschnitten) in Krafrichtung führt. Er berechnet sich analog zur Bestimmungsgleichung des Massenschwerpunkts zu

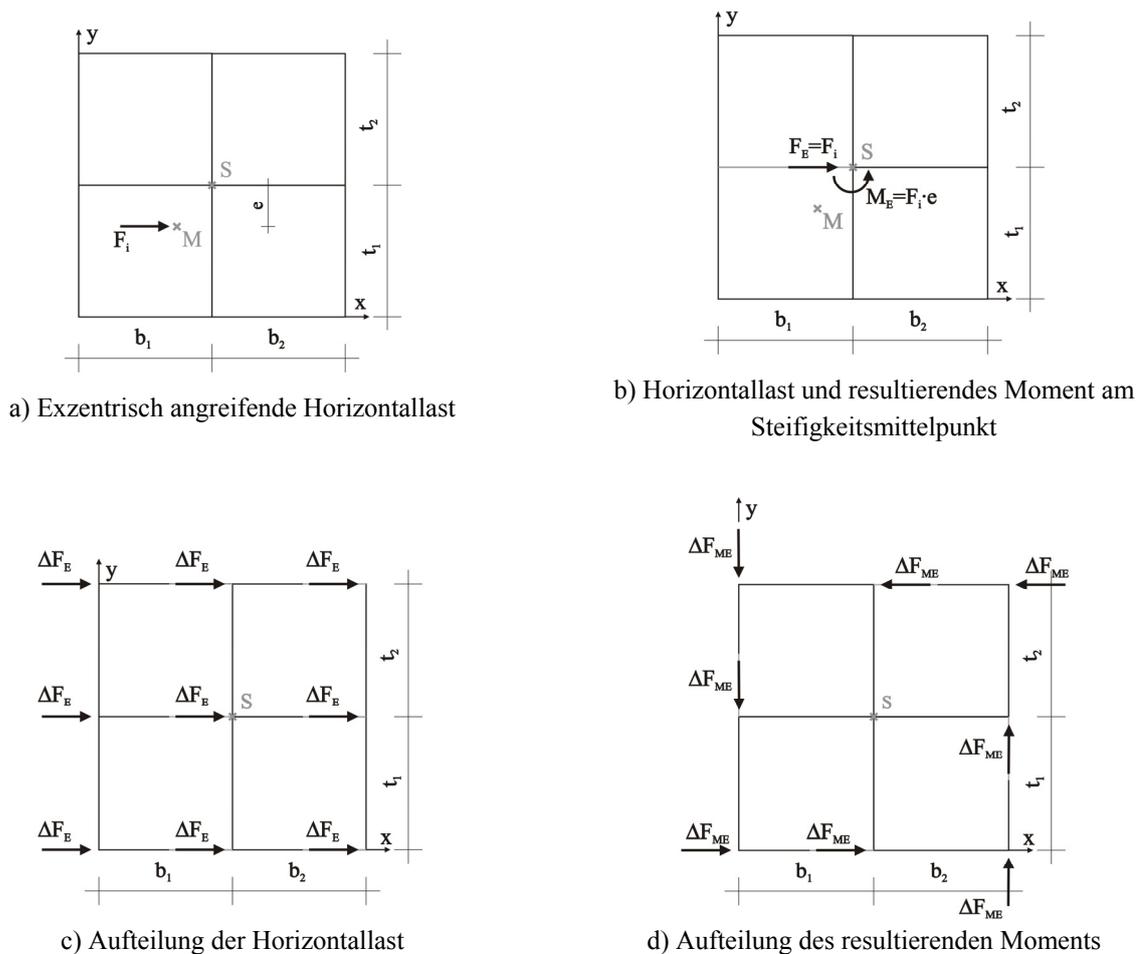
$$x_S = \frac{\sum I_{x,i} \cdot x_i}{\sum I_{x,i}} \quad [60]. \quad (4.2)$$

mit  $x_S$  = Abstand des Steifigkeitsmittelpunkts bezogen auf einen Referenzpunkt  
 $x_i$  = Abstand des Querschnitts  $i$  bezogen auf denselben Referenzpunkt  
 $I_{x,i}$  = Flächenträgheitsmoment des Querschnitts  $i$  um die betrachtete globale Achse

Dabei beziehen sich die Trägheitsmomente auf alle Querschnitte unterhalb der betrachteten Ebene. Wenn, wie im Anlagenbau nicht unüblich, die Stützenquerschnitte über die Bauwerkshöhe variieren oder wenn biegesteif angeschlossene Riegel, Diagonalen oder Ausfachungen einen zusätzlichen Beitrag zur Bauwerkssteifigkeit liefern, ist die Anwendung der obigen Formel recht aufwändig. In diesem Fall lässt sich der Steifigkeitsschwerpunkt am Tragwerksmodell einfacher bestimmen, indem alle Massenpunkte der betrachteten Etage mit einer horizontalen Beschleunigung belegt und die resultierenden Querkräfte in Beschleunigungsrichtung bzw. Torsionsmomente um die vertikale Achse am Stützenfuß abgegriffen werden. Die Koordinate

des Steifigkeitsschwerpunkts quer zur Beschleunigungsrichtung ergibt sich dann aus der Forderung, dass das Moment der Querkräfte um die vertikale Achse durch den Steifigkeitsschwerpunkt gleich Null sein muss.

Um die Wirkung der Trägheitskräfte, resp. statischen Ersatzlasten, im dreidimensionalen Modell möglichst realitätsnah abbilden zu können, sind sowohl die Horizontalkraft selbst als auch das aus dem Abstand quer zur Lastrichtung zwischen Steifigkeits- und Massenmittelpunkt resultierende Torsionsmoment auf alle Aussteifungselemente zu verteilen (Abbildung 4.4).



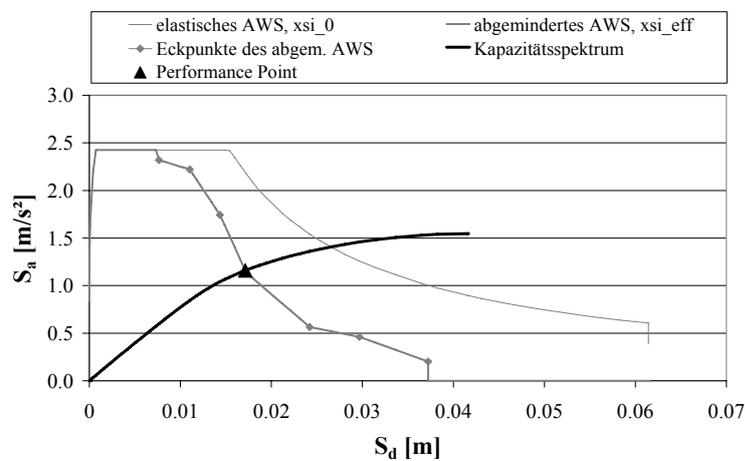
**Abbildung 4.4: Berücksichtigung der Kopplung von Translations- und Rotationsschwingungen beim Lastansatz innerhalb einer Tragwerksebene [23]**

## 4.2.2 Verteilung der statischen Ersatzlasten über die Bauwerkshöhe

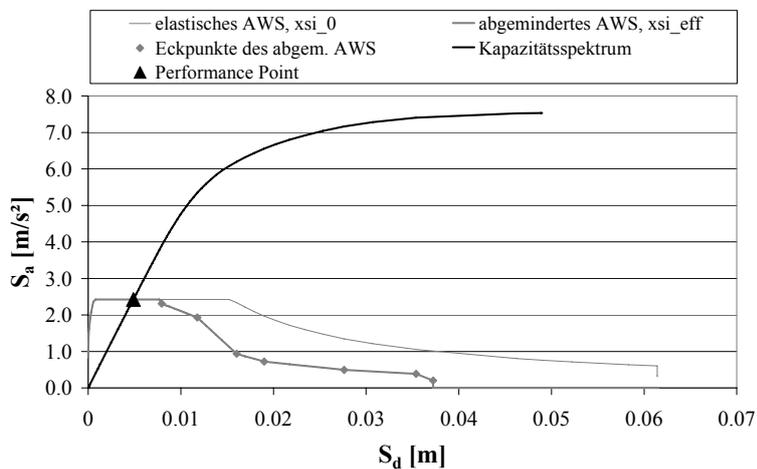
In Abschnitt 3.3.5 wurden verschiedene Varianten der Verteilung der Ersatzlasten über die Bauwerkshöhe bei nichtlinear statischen Berechnungsverfahren vorgestellt. Im Rahmen der verformungsbasierten Tragwerksbemessung mittels Kapazitätsspektrum-Methode hat ein Lastansatz proportional zu höheren Eigenformen mehrere Effekte, die im Folgenden erläutert werden.

Werden die statischen Ersatzlasten proportional zu einer höheren Eigenform angesetzt – sind die Lasten über die Bauwerkshöhe also sowohl positiv als auch negativ gerichtet – führt dies zu

einer steileren Pushoverkurve als bei einem gleich gerichteten Lastansatz. In Abschnitt 4.3 wird detaillierter auf den Hintergrund dieses Zusammenhangs eingegangen. Bei der Transformation der Pushoverkurve in die Kapazitätskurve (siehe Gleichung (3.22), S. 35) wird der Fundamentalschub durch die effektive modale Masse geteilt. Diese entspricht unter der Voraussetzung, dass  $\phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \phi = 1$ , dem Quadrat des Anteilsfaktors der betrachteten Eigenform. Da der Anteilsfaktor für Hochbauten bei höheren Eigenformen im Allgemeinen kleiner ist als bei der Grundeigenform, ist die Ordinate im  $S_a$ - $S_d$ -Diagramm größer und die Kapazitätskurve somit ebenfalls steiler als bei einem Ansatz von statischen Ersatzlasten proportional zur ersten Eigenform. Dies wiederum führt dazu, dass sich bei Überlagerung der Kapazitätskurve mit dem gewählten Antwortspektrum der Schnittpunkt der beiden Kurven, also der Performance Point, links oben vom Performance Point des Systems bei Lastansatz proportional zur ersten Eigenform findet (Abbildung 4.5).



a) bei Pushover-Analyse unter Berücksichtigung der 1. Eigenform



b) bei Pushover-Analyse unter Berücksichtigung der 2. Eigenform

**Abbildung 4.5: Beispielhafter Vergleich der Kapazitätskurven und des Performance Points**

Bei Verwendung geglätteter Normantwortspektren resultiert daraus, dass der Performance Point bei einem Lastansatz proportional zu höheren Eigenformen weniger weit im nichtlinearen Bereich der Kapazitätskurve liegt als bei Ansatz der Grundeigenform (Abbildung 4.5). Für die Ermittlung der nichtlinearen Tragreserven im Rahmen der Tragwerksbemessung ist somit ein Lastansatz proportional zur ersten Eigenform maßgebend.

Werden dagegen Antwortspektren real aufgezeichneter Erdbeben-Zeitverläufe zugrunde gelegt, beispielsweise um Schadensbilder nach einem Erdbeben zu interpretieren, kann die Kapazitätskurve aus einem Lastansatz proportional zu höheren Eigenformen durchaus zu einem Maximum des Antwortspektrums korrespondieren (vgl. Abbildung 3.12 a). Liegt dann der Performance Point im nichtlinearen Bereich dieser Kapazitätskurve, während die Kapazitätskurven infolge anderer Lastansätze ein elastisches Verhalten des Tragwerks nahe legen, führt eine dem Antwortspektrum entsprechende Bauwerksanregung zu einer Fließgelenkbildung im Tragwerk analog zur betrachteten höheren Eigenform (vgl. Abbildung 3.12 b und c).

Auch wenn aus der steileren Kapazitätskurve bei einem Lastansatz proportional zu einer höheren Eigenform eine geringere Spektralverschiebung resultiert als bei gleichgerichtetem Lastansatz, so ist daraus nicht automatisch darauf zu schließen, dass auch für die Bestimmung der maximalen relativen Verschiebungen des Tragwerks die Grundeigenform maßgebend ist. Je nach Konstellation der Anteilsfaktoren und Eigenvektoren, mit denen ja die Spektralverschiebung des Performance Points multipliziert wird, ist es möglich, dass die maximalen Relativverschiebungen im Tragwerk zu einer Verteilung der Trägheitskräfte proportional zu einer höheren Eigenform korrespondieren [44].

Die Betrachtung der einzelnen Lastansätze als Repräsentation der modalen Schwingungsanteile kann unterdessen nur individuell erfolgen. Eine Überlagerung der modalen Ergebnisse, z.B. der zu erwartenden Verformungen, ist aufgrund des nichtlinearen Berechnungsverfahrens bei der Ermittlung der Pushoverkurven nicht zulässig. Eine Überlagerung der Modalbeiträge bereits bei der Bestimmung der statischen Ersatzlasten beispielsweise durch Wichtung mittels der einzelnen Anteilsfaktoren ist lediglich für den linear-elastischen Fall zulässig. Im nichtlinearen Verformungsbereich ändern sich, wie oben erläutert, Eigenformen und Anteilsfaktoren, sodass die Überlagerung im eigentlich interessanten nichtlinearen Bereich der Pushoverkurve nicht mehr korrekt ist. Eine adaptive Anpassung des Lastvektors zur Berücksichtigung der Veränderlichkeit der zugrunde gelegten Eigenform infolge plastischer Verformungen (vgl. Abschnitt 3.3.5.1) kann dieses Defizit beheben, wird aber aus Gründen der Praktikabilität des Verfahrens und der erforderlichen Verwendung kommerzieller Statik- bzw. FE-Programme in Anlehnung an [55] nicht empfohlen.

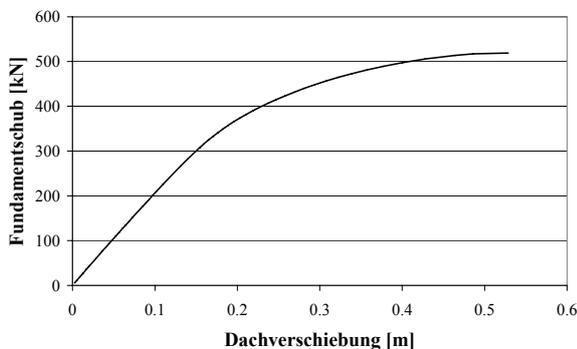
Am Rande sei angemerkt, dass bei einer dreidimensionalen Modellierung höhere Eigenformen nicht unbedingt klar identifizierbar sind. Gegenläufig schwingende Außenrahmen oder lokale Schwingungen können die aus der zweidimensionalen Modellierung bekannten klaren Eigenformen verwischen, so dass die Wahl des Eigenvektors, der der Berechnung des Lastvektors der Pushover-Analyse zugrunde gelegt wird, mit Aufmerksamkeit zu treffen ist (siehe auch Anwendungsbeispiel in Abschnitt 4.5).

### 4.3 Pushoverkurve

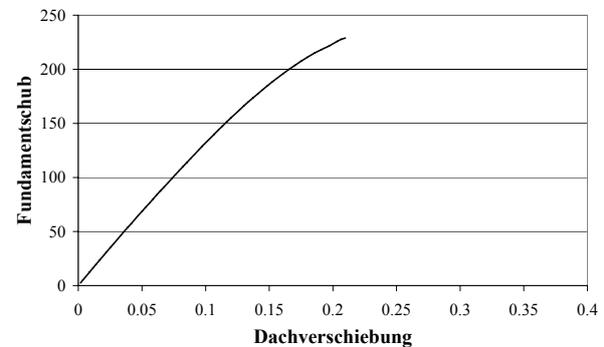
Die Pushoverkurve beschreibt das Last-Verformungsverhalten des Tragwerks anhand der Gegenüberstellung der Verschiebung an einem Referenzpunkt des Tragwerksmodells und der in Verschiebungsrichtung aufgebrauchten Gesamtlast, welche aufgrund der Bedingung des Kräfte-

gleichgewichts gleichbedeutend ist mit dem Fundamentschub. Sinnvollerweise wird als Referenzpunkt für die Verschiebung der Massenmittelpunkt der obersten Tragwerksebene gewählt [10], [38], da hier die Resultierende der Trägheitskräfte in „Dach-Ebene“ verläuft. Bei gleichmäßigen Grundrissen entspricht diesem Punkt in ausreichender Genauigkeit der geometrische Dachmittelpunkt. Bei unregelmäßigen Tragwerken hingegen können Massenschwerpunkt und Dachmittelpunkt deutlich voneinander abweichen. Das Abgreifen der Verschiebung am Massenschwerpunkt ist am Tragwerksmodell allerdings zumeist nicht direkt möglich, da es sich um einen „virtuellen“ Punkt handelt, an dem in aller Regel kein Knoten (resp. Freiheitsgrad) im Modell vorgesehen ist. In diesem Fall muss die Verschiebung aus der Verschiebung des mittleren Stützenkopfes und der Verschiebung des massennahen Außenrahmens interpoliert werden.

Aus der Pushoverkurve eines Tragwerks, bzw. Tragwerkmodells, lassen sich bereits wichtige qualitative Informationen über das seismische Verhalten des Bauwerks ableiten. In Abschnitt 4.1 wurde von „gutmütigem“ Tragwerksverhalten im Erdbebenfall gesprochen. Dies ist gleichzusetzen mit einer hohen Gesamtduktilität des Tragwerks, also einer ausgeprägten Verformungsfähigkeit nach Erreichen der Bildung erster plastischer Bereiche. Im Last-Verformungs-Diagramm ist dies durch einen relativ langen nichtlinearen Ast zu erkennen (Abbildung 4.6 a). Bilden sich im Tragwerk dagegen in erster Linie Fließgelenke in den Stützen aus, liegen im Tragwerk kaum plastische Reserven vor, was sich in der Pushoverkurve in einem kurzen nichtlinearen Ast widerspiegelt (Abbildung 4.6 b).



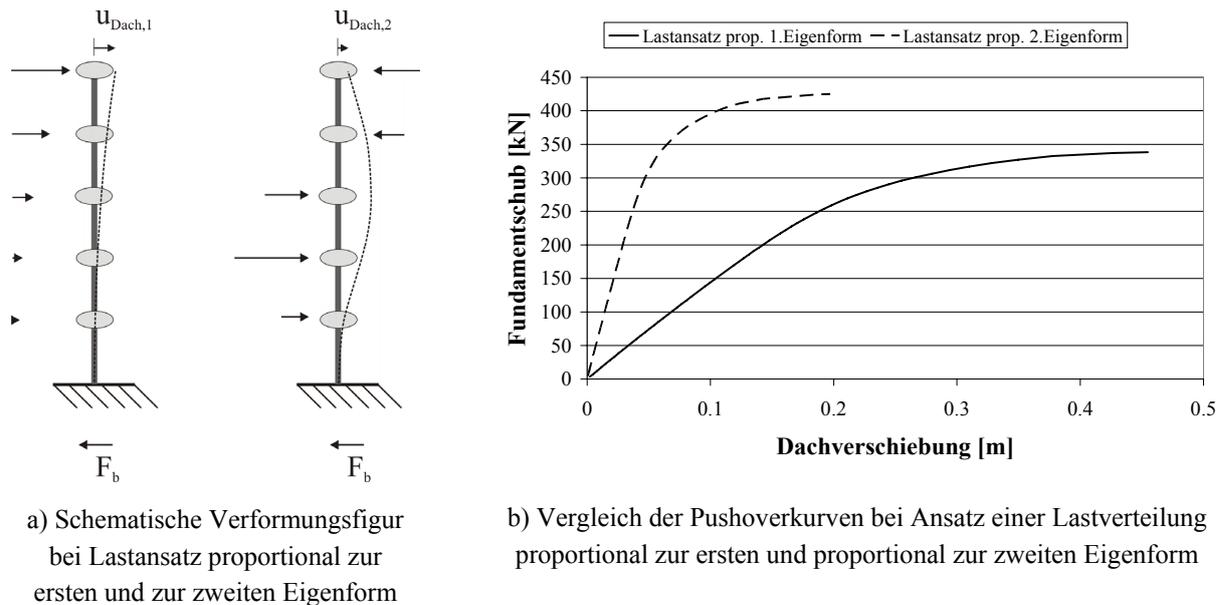
a) Gutmütiges Verhalten durch Fließgelenkbildung in den Riegeln



b) Geringe Gesamtduktilität bei vorzeitiger Fließgelenkbildung in Stützen

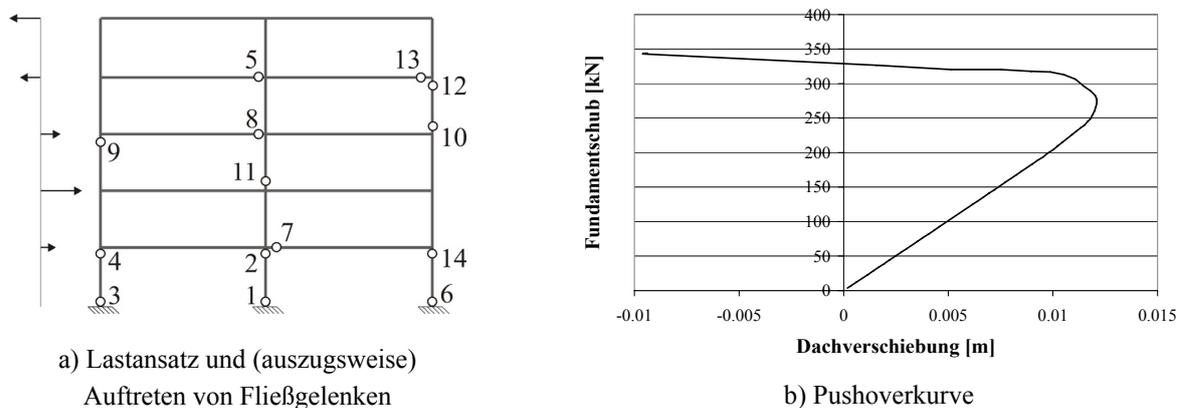
**Abbildung 4.6:** Einfluss der Fließgelenkbildung auf die Tragwerksduktilität

Wird ein Lastansatz proportional zu einer höheren Eigenform gewählt, werden also Lasten über die Bauwerkshöhe in entgegen gesetzter Koordinatenrichtung angesetzt, ist bei gleichem Fundamentschub die Verschiebung des Massenmittelpunkts in Dachhöhe kleiner als bei über die Bauwerkshöhe gleich gerichteter Lastverteilung (Abbildung 4.7 a). Dadurch wird die Pushoverkurve im elastischen Bereich steiler (Abbildung 4.7 b). Aus demselben Grund ist die maximale Dachverschiebung in diesem Fall geringer.



**Abbildung 4.7: Einfluss des Lastansatzes auf die Form der Pushoverkurve**

Eine ausgeprägte Fließgelenkausbildung in den Stützen kann bei einem Lastansatz proportional zu höheren Eigenformen zu einer Richtungsänderung der Pushoverkurve führen. Abbildung 4.8 zeigt beispielhaft die Pushoverkurve eines sehr weichen zweidimensionalen Rahmensystems, bei dem sich unter Ansatz von horizontalen Ersatzlasten proportional zur zweiten Eigenform im untersten Geschoss ein kinematischer Mechanismus ausbildet. Die zweidimensionale Systemdarstellung wurde hier zur besseren Übersicht gewählt, die dreidimensionale Modellierung führt zu qualitativ gleichen Ergebnissen. Da ein entsprechendes Tragwerksverhalten in jedem Fall zu vermeiden ist, ist es für die praktische Anwendung irrelevant, dass die Auswertung einer solchen Pushoverkurve im Rahmen der Kapazitätsspektrum-Methode nicht möglich ist. (Durch den Richtungswechsel der Kurve lassen sich weder  $E_D$  noch  $E_{S0}$  (vgl. Abbildung 3.8) bestimmen, sodass eine Ermittlung der äquivalenten viskosen Dämpfung nach Gl. (3.25) und damit eine sinnvolle Abminderung des elastischen Antwortspektrums, geschweige denn eine grafische Überlagerung der Kapazitätskurve mit dem Antwortspektrum nicht möglich sind.) Die schrittweise Auswertung der Pushover-Analyse kann jedoch der Lokalisierung von Schwachstellen und dem Überdenken der Tragwerksdimensionierung bzw. der konstruktiven Durchbildung dienen.



**Abbildung 4.8: Einfluss schwacher Stützen bei Lastansatz proportional zur zweiten Eigenform**

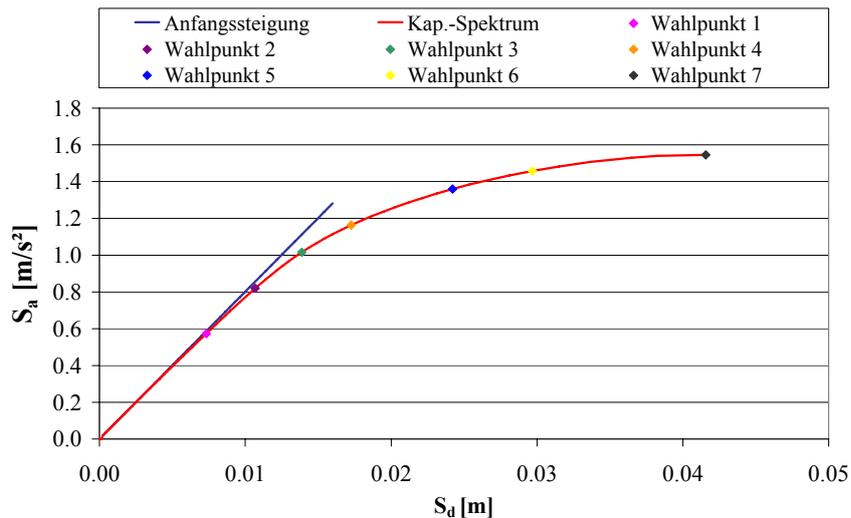
Die Pushover-Analysen im Rahmen dieser Arbeit wurden mittels der FE-Software ANSYS [98] durchgeführt, da so diverse Geometrie-, Material- und Lastkonstellationen untersucht werden konnten. Zu diesem Zweck wurden einzelne Input-Module für die Erstellung der zwei- oder dreidimensionalen Geometrie, die Materialdefinition, die Lastaufbringung, die nichtlinear statische Berechnung selbst und das automatische post processing programmiert. Durch die variable Gestaltung der Module sind in der Zukunft auch die Untersuchung real existierender Anlagen und die Durchführung von Parameterstudien möglich (siehe Abschnitt 7).

#### 4.4 Auswertung

Quantitative Informationen über das seismische Verhalten des untersuchten Bauwerks lassen sich aus dem Vergleich der Bauwerkskapazität mit der Erdbebenbeanspruchung ermitteln. Die Transformation der Pushoverkurve in das Kapazitätsspektrum und dessen Überlagerung mit dem relevanten (Norm-) Antwortspektrum kann prinzipiell mittels kommerzieller Software wie beispielsweise SAP2000 [94], DRAIN-3DX [95] oder GT STRUDL [96] erfolgen, allerdings nur, wenn auch die Pushoverkurve mit demselben Programm erstellt wurde. Für die allgemeine rechnerische Untersuchung von unregelmäßigen Tragwerken mit Standort außerhalb der USA sind die genannten Programme dabei nur bedingt geeignet: Zum einen bieten die in den USA entwickelten Programme nur begrenzt eine Überlagerung mit Normantwortspektren aus anderen Teilen der Welt an. Zum anderen lassen sich bei der Pushover-Analyse häufig lediglich vom Programm vorgegebene Lastansätze realisieren, die darüber hinaus die gleichzeitige Berücksichtigung von translatorischen und rotatorischen Tragwerksverformungen nicht vorsehen. Nicht zuletzt sind die programmtechnischen Hintergründe der Transformation und Überlagerung meist nur unzureichend dokumentiert, sodass die Programme lediglich als Black-Box-Modell zu verwenden und Ergebnisse kaum überprüfbar sind. Eine Weiterbearbeitung von Last-Verformungskurven, die mit Hilfe anderer Rechenprogramme erzeugt wurden ist überdies gänzlich unmöglich.

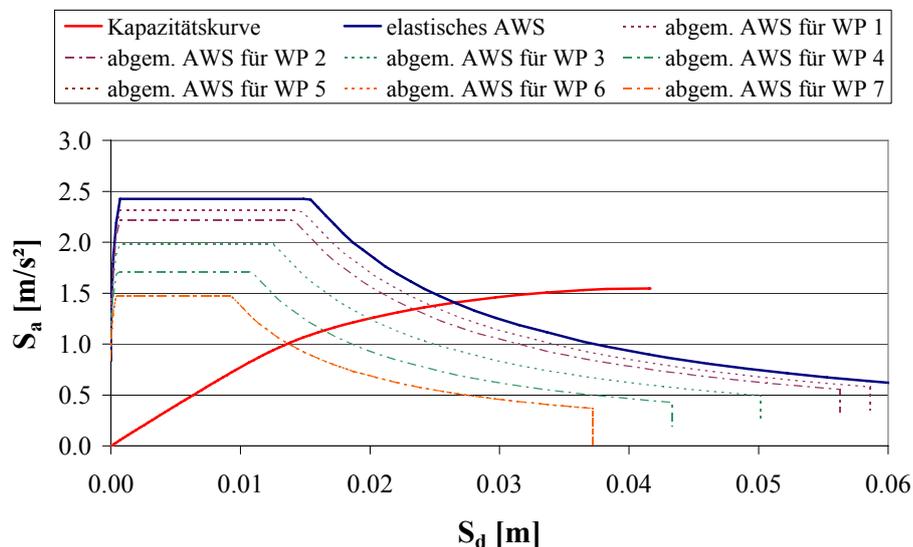
Um diese Schwierigkeiten zu umgehen, wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein Modul zur Auswertung einer extern (z.B. mit einer general purpose FE-Software) ermittelten Pushoverkurve mittels Kapazitätsspektrum-Methode programmiert. Verwendet wurde dafür das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Office Excel [97].

Dieses Modul transformiert die Pushoverkurve nach Abschnitt 3.3.4.1 in das Kapazitätsspektrum und bestimmt für sieben so genannte „Wahlpunkte“ auf dem nichtlinearen Ast der Kapazitätsspektrumkurve (Abbildung 4.9) die effektive Dämpfung im aktuellen Verformungszustand des äquivalenten Einmassenschwingers (vgl. Abbildung 3.8). Die Wahlpunkte sind zwischen der Spektralverschiebung bei Fließbeginn und der maximalen Spektralverschiebung gleichmäßig verteilt. Die Anzahl der Wahlpunkte ist im Prinzip willkürlich gewählt, bietet aber ein ausreichendes Maß an Genauigkeit bei überschaubarem Programmieraufwand.



**Abbildung 4.9: EXCEL-Modul zur Transformation und Auswertung einer Pushoverkurve; Kapazitätskurve mit „Wahlpunkten“ zur Bestimmung der effektiven Dämpfung im aktuellen Verformungszustand**

Der Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung liegt das elastische Normantwortspektrum der DIN 4149 [65] zugrunde. Für jeden Wahlpunkt wird die Ordinate des Antwortspektrums berechnet, das jeweils entsprechend der am Wahlpunkt vorliegenden effektiven Dämpfung abgemindert wurde (Abbildung 4.10). Die Ordinaten der abgeminderten Antwortspektren werden daraufhin zu einem resultierenden abgeminderten Antwortspektrum verbunden und mit der Kapazitätskurve überlagert (Abbildung 4.5; vgl. auch Abbildung 3.10).



**Abbildung 4.10: EXCEL-Modul zur Transformation und Auswertung einer Pushoverkurve; Überlagerung der Kapazitätskurve mit abgeminderten elastischen Antwortspektren**

Existiert kein Schnittpunkt zwischen der Kapazitätskurve und dem resultierenden abgeminderten Antwortspektrum, kann ein Erdbebennachweis für das betrachtete Bauwerk nicht erbracht werden. Die Zwischen- und Endergebnisse der Transformation und Überlagerung werden, der Grundidee der Kapazitätsspektrum-Methode folgend, grafisch aufbereitet [23].

Da die Transformation und Auswertung der Pushoverkurve von Statik- bzw. FE-Programmen unabhängig ist, kann die Last-Verformungskurve mit beliebigen Programmen erzeugt werden. Eine Berücksichtigung von Antwortspektren anderer Normen als der in Deutschland gültigen Erdbebennorm ist mit geringem Aufwand implementierbar.

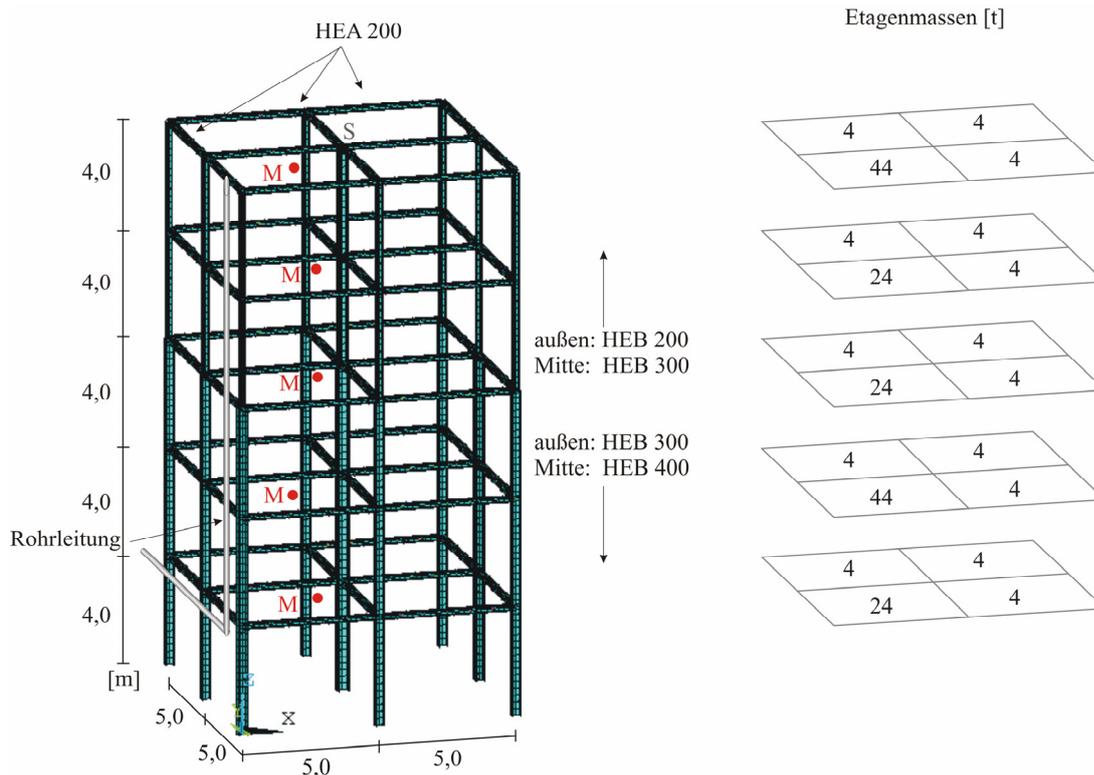
Das Rückrechnen der Spektralverschiebung auf die Verschiebungen des Mehrmassenschwingers erfolgt mittels Gleichung (3.30) auf Grundlage der zu Beginn berechneten Eigenvektoren und Anteilsfaktoren.

## 4.5 Anwendungsbeispiel

Beispielhaft soll eine fiktive bestehende Industrieanlage mit Standort in Erdbebenzone 3 [65] betrachtet werden (Abbildung 4.11). Der fünfstöckige, in x- und y-Richtung zweifeldrige Stahlrahmen weist infolge verfahrenstechnisch bedingter Umbauten eine stark unsymmetrische Massenverteilung in Grund- und Aufriss auf. Am massennahen Außenrahmen verläuft eine empfindliche Rohrleitung vertikal über die gesamte Bauwerkshöhe. Für den Rahmen und damit insbesondere für die Rohrleitung sollen die maximal zu erwartenden relativen Verschiebungen ermittelt werden. Dabei sollen im Rahmen einer verhaltensorientierten Bemessung Erdbeben mit verschiedenen Auftretenswahrscheinlichkeiten zugrunde gelegt werden.

### 4.5.1 Modellbildung

Aufgrund der ausgeprägten Massenexzentrizitäten wird eine dreidimensionale Modellierung des Tragwerks gewählt. Die Systemaussteifung erfolgt über die biegesteife Rahmenkonstruktion, in den Deckenebenen sind weiche Gitterroste eingesetzt, sodass keine aussteifenden Deckenscheiben angesetzt werden. Für das gesamte Modell wird eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit einer Streckgrenze von  $235 \text{ N/mm}^2$  und – aus numerischen Gründen – einer geringen positiven Reststeifigkeit sowie einer Bruchdehnung von 26 % angenommen [71]. Dabei wird davon ausgegangen, dass keine besonderen konstruktiven Maßnahmen zur Erzwingung von Fließgelenken in den Riegeln getroffen wurden (vgl. Abschnitt 4.1).

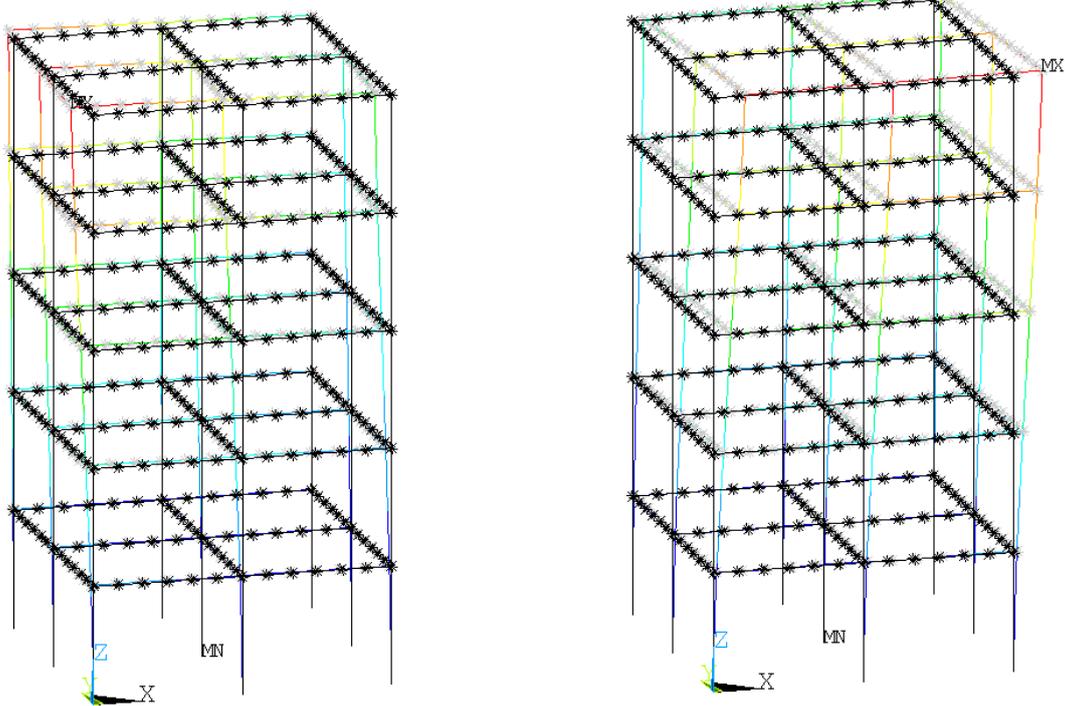


**Abbildung 4.11: Dreidimensionales Tragwerksmodell der Beispielanlage**

Die Etagenmassen werden je Grundrissfeld gleichmäßig auf die umschließenden Riegel verteilt und als Punktmassen aufgebracht (vgl. Abbildung 4.12). Die Masse der Stahlkonstruktion wird über die Zuweisung einer Materialdichte berücksichtigt. Alle Berechnungen am Tragwerksmodell werden mit Hilfe der FE-Software ANSYS [98] und der zu diesem Zweck erstellten Eingabemodule durchgeführt.

#### 4.5.2 Berechnung der Eigenformen und Anteilsfaktoren

Die berechneten Eigenformen des Systems bestätigen die erwartete Kopplung zwischen Translations- und Rotationsschwingungen. Dies zeigt sich besonders deutlich bei den Grundeigenformen, die in Abbildung 4.12 dargestellt sind.



a) Global gezählte Eigenform 1 = „1. EF“ in y-Richtung      b) Global gezählte Eigenform 2 = „1. EF“ in x-Richtung

**Abbildung 4.12: Grundeigenformen des Tragwerkmodells**

Anhand der ebenfalls berechneten modalen Massen lassen sich die für das Schwingungsverhalten des Tragwerks signifikanten Eigenformen eingrenzen (Tabelle 4.1). Die Betrachtung der zugehörigen Verformungsplots erleichtert die Auswahl der für die späteren Pushover-Analysen relevanten Modalformen. So kann beispielsweise eine überwiegende Torsionseigenform identifiziert werden (Eigenform 3), die im Rahmen der Kapazitätsspektrum-Methode nicht berücksichtigt werden kann. Für die weitere Berechnung maßgebend sind im vorliegenden Fall die (global gezählt) erste, zweite, vierte und sechste Eigenform.

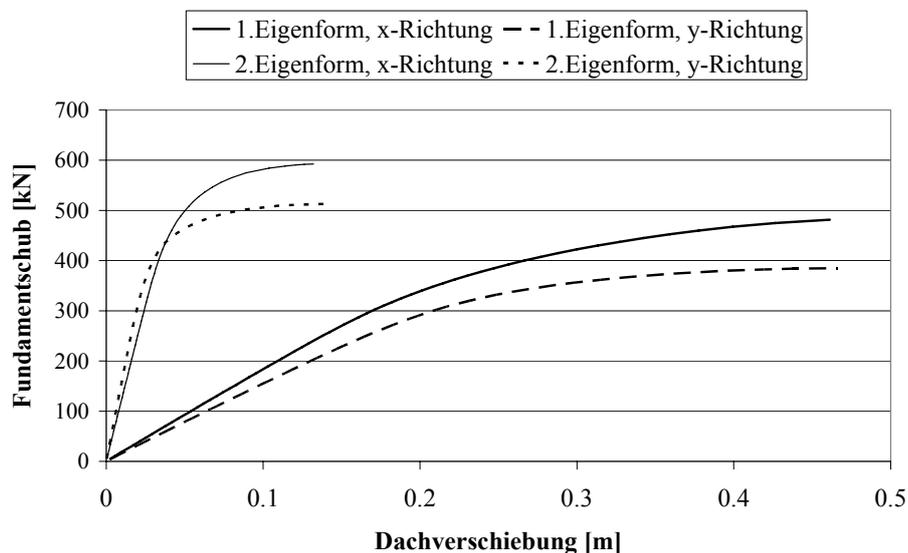
**Tabelle 4.1: Signifikante Modalformen**

Globale Eigenform	Eigenfrequenz	In x-Richtung aktivierte modale Masse	In y-Richtung aktivierte modale Masse	„Art“ der Eigenschwingung
<b>1</b>	0,47 Hz	12,54 t	<b>160,96 t</b>	<b>„1.EF“ in y-Richtung</b>
<b>2</b>	0,57 Hz	<b>152,68 t</b>	20,48 t	<b>„1.EF“ in x-Richtung</b>
3	0,83 Hz	17,69 t	8,08 t	Torsions-Eigenform
<b>4</b>	1,29 Hz	< 2 %*	<b>31,40 t</b>	<b>„2.EF“ in y-Richtung</b>
5	1,43 Hz	< 2 %*	< 2 %*	Torsions-Eigenform
<b>6</b>	1,69 Hz	<b>31,39 t</b>	< 2 %*	<b>„2.EF“ in x-Richtung</b>
14	3,10 Hz	5,7 t	< 2 %*	„3.EF“ in x-Richtung

\*Gesamtmasse des Tragwerks: 246 t

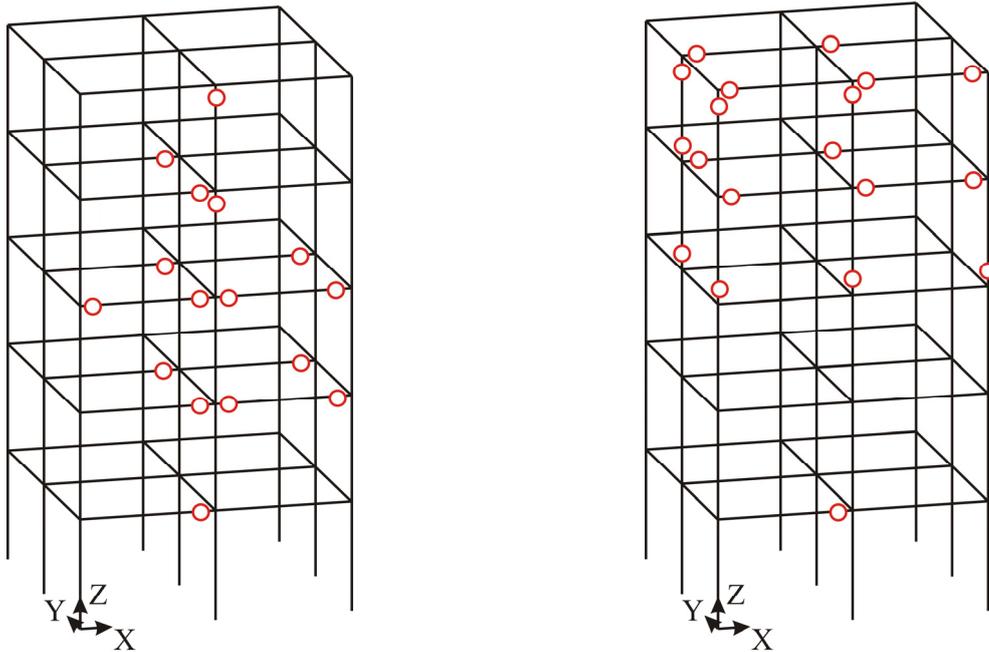
### 4.5.3 Pushover-Analyse

Aus den Eigenvektoren der zuvor bestimmten relevanten Modalformen wird zunächst der massen- und eigenformproportionale Lastvektor bezogen auf die Massenschwerpunkte der einzelnen Etagen berechnet (Abbildung 3.11). Das aus der Ausmitte des Massenschwerpunkts resultierende Torsionsmoment wird, wie in Abschnitt 4.2.1 beschrieben, zusammen mit der gedanklich in den Steifigkeitsmittelpunkt verschobenen horizontalen Ersatzlast auf alle Stützen, resp. Aussteifungselemente verteilt. Die eigentliche Pushover-Analyse, also die kontinuierliche Steigerung der horizontalen Ersatzlast bei konstanter Vertikalbelastung (Eigengewicht + Verkehrslast) erfolgt unter Berücksichtigung geometrischer Nichtlinearität. Dabei werden die einzelnen „modalen“ Lastansätze in eigenständigen Rechenläufen betrachtet. Somit ergeben sich vier Last-Verformungskurven, die in Abbildung 4.13 gegenübergestellt sind. Deutlich erkennbar sind die steileren Pushoverkurven bei Ansatz der zweiten Eigenform. Die Traglast ist sowohl bei Betrachtung der Grundeigenform als auch der zweiten Eigenform jeweils in der etwas stärkeren Tragwerks-x-Richtung leicht höher als in y-Richtung.



**Abbildung 4.13: Pushoverkurven bei verschiedenen Lastansätzen**

Die Aufzeichnung der plastischen Bereiche, die zu einer Dachverschiebung im anfänglichen nichtlinearen Ast der jeweiligen Pushoverkurve korrespondieren (Abbildung 4.14), macht die Wirkung des zusätzlichen Torsionsmoments deutlich: Bei beiden Lastansätzen bilden sich Fließgelenke zunächst im massennahen Außenrahmen und im Mittelrahmen aus. Es zeigt sich weiterhin, dass sich die plastischen Bereiche bei einem Lastansatz proportional zur Grundeigenform fast ausschließlich auf die Riegel beschränken, während die entgegen gerichteten Ersatzlasten bei einem Lastansatz proportional zur zweiten Eigenform auch plastische Bereiche in den Stützen erzeugen. Dabei liegen die Fließgelenke hauptsächlich in den oberen beiden Etagen, also nahe dem Vorzeichenwechsel der Ersatzlasten.



a) Fließgelenke infolge Lastansatz proportional zur "1. Eigenform" in x-Richtung (vgl. Abbildung 4.7 a)

b) Fließgelenke infolge Lastansatz proportional zur "2. Eigenform" in x-Richtung (vgl. Abbildung 4.7 a)

#### Abbildung 4.14: Erste plastische Bereiche im Tragwerk

Die Kopplung von Translation und Rotation, die in den Eigenformen erkennbar war, wird durch die Aufbringung eines zusätzlichen Torsionsmoments gut auf das System übertragen: Abbildung 4.15 zeigt die Verformungsfigur im letzten Berechnungsschritt vor dem Versagen des Tragwerks. Zur besseren Übersicht sind die Verformungen fünffach überhöht dargestellt.

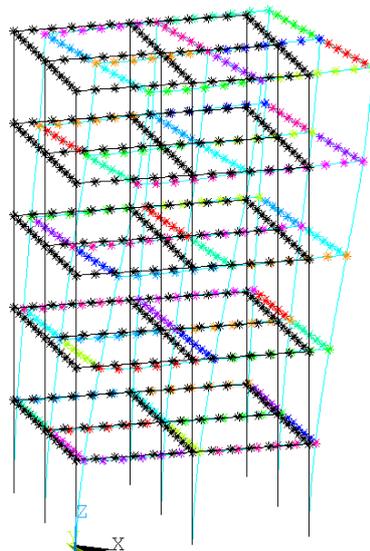
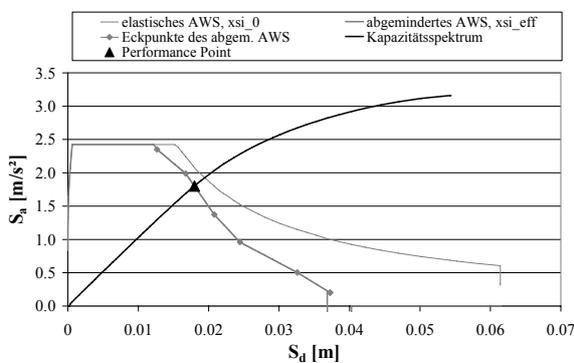


Abbildung 4.15: Verformtes Modell bei Lastansatz proportional zur 1. Eigenform in x-Richtung; Darstellung 5-fach überhöht

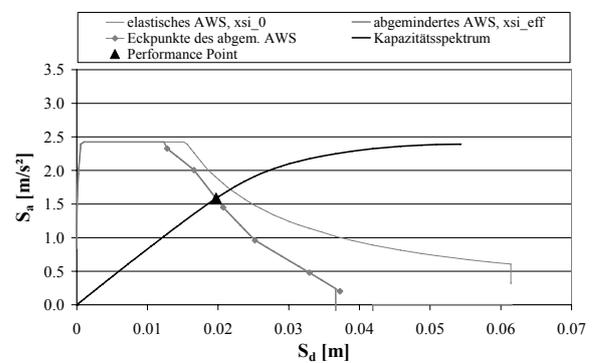
#### 4.5.4 Auswertung im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm

Die transformierten Pushoverkurven werden im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm mit verschiedenen Normspektren überlagert. Dabei ist zunächst ersichtlich, dass das Tragwerk bei Schwingungen in der Grundeigenform stärker ausgelastet ist als bei Schwingungen in der zweiten Eigenform. Abbildung 4.16 zeigt beispielhaft die Überlagerung der vier Pushoverkurven mit resultierenden abgeminderten Antwortspektren für eine Wiederkehrperiode von ca. 1300 Jahren, was einem Bedeutungsbeiwert von  $\gamma_I=1,4$  entspricht. Hier wird die Kapazitätskurve bei Betrachtung der zweiten Eigenform jeweils weit im linearen Ast geschnitten, während bei Betrachtung der Grundeigenformen der Performance Point bereits im nichtlinearen Bereich der Kapazitätskurve liegt und das schneidende Antwortspektrum entsprechend der erhöhten effektiven Dämpfung abgemindert ist.



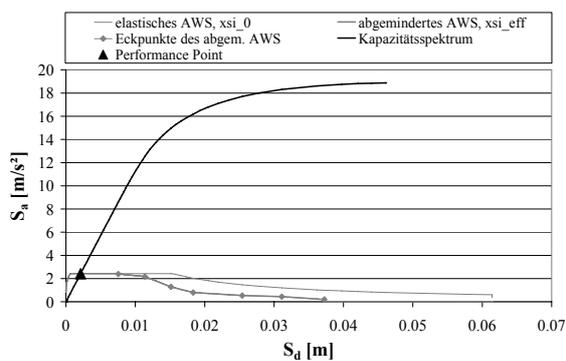
a) „1. Eigenform“ in x-Richtung

$$(S_{a,p} | S_{d,p}) = (1,812 | 0,018)$$



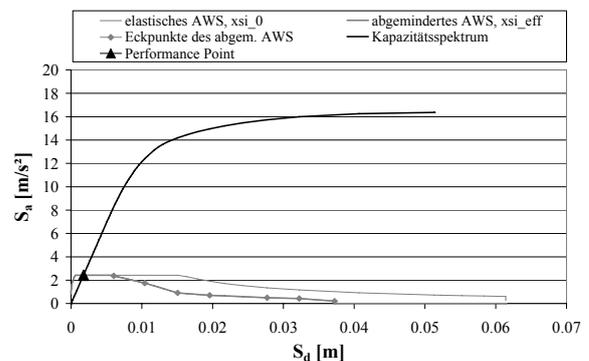
b) „1. Eigenform“ in y-Richtung

$$(S_{a,p} | S_{d,p}) = (1,585 | 0,020)$$



c) „2. Eigenform“ in x-Richtung

$$(S_{a,p} | S_{d,p}) = (2,425 | 0,0021)$$

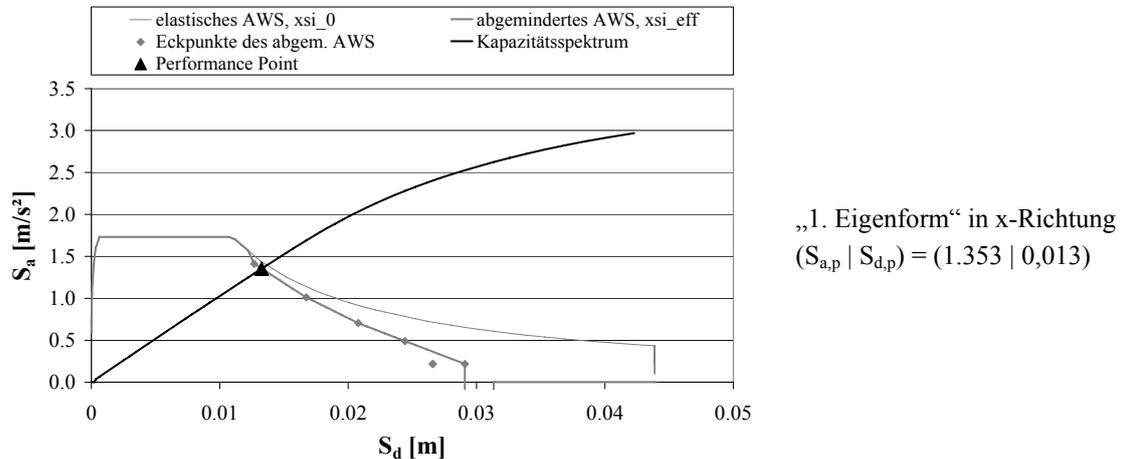


d) „2. Eigenform“ in y-Richtung

$$(S_{a,p} | S_{d,p}) = (2,425 | 0,0018)$$

**Abbildung 4.16: Überlagerung der vier Kapazitätskurven mit dem resultierenden abgeminderten Normantwortspektrum für eine Wiederkehrperiode von ca. 1300 Jahren ( $\gamma_I=1,4$ )**

Um Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit untersuchen und darstellen zu können, werden parallel die Überlagerungen mit Antwortspektren von Erdbeben geringerer Wiederkehrperiode verglichen. Erwartungsgemäß ist das Tragwerk hier weniger stark ausgelastet, wodurch der Performance Point auch bei Betrachtung der Grundeigenformen nahezu im elastischen Bereich der Kapazitätskurve liegt (Abbildung 4.17).



**Abbildung 4.17: Überlagerung der Kapazitätskurve aus Lastansatz proportional zur ersten Eigenform in x-Richtung mit dem resultierenden abgeminderten Normantwortspektrum für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren ( $\gamma_I=1,0$ )<sup>1</sup>**

Aus den Ordinaten der Performance Points, sowie den Anteilsfaktoren und Eigenvektoren der betrachteten Modalformen berechnen sich nach Gleichung (3.30) die zu erwartenden Verschiebungen des massennahen Außenrahmens, die aufgrund der beschriebenen Torsionswirkung gleichzeitig die Maximalverschiebungen des Tragwerks darstellen.

<sup>1</sup> Die Kapazitätskurve in Abbildung 4.17 erscheint kürzer als in Abbildung 4.16 a. Dies liegt lediglich an der Diagrammdarstellung: Da die Kapazitätskurve maximal mit dem elastischen Antwortspektrum geschnitten werden kann, wird sie im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm auch nur bis zur maximalen spektralen Verschiebung des unabgeminderten Antwortspektrums angezeigt.

**Tabelle 4.2: Relative Verschiebungen der Tragwerksebenen im massennahen Außenrahmen**

Lastansatz:	„1.Eigenform“ in x-Richtung	„1.Eigenform“ in y-Richtung	„2.Eigenform“ in x-Richtung	„2.Eigenform“ in y-Richtung
Wiederkehrperiode des zugrunde gelegten Erdbebens: ca. 1300 Jahre ( $\gamma_I = 1,4$ )				
4.-5. Etage	0,072 m	0,037 m	0,020 m	0,007 m
3.-4. Etage	<b>0,106 m</b>	<b>0,058 m</b>	0,014 m	0,006 m
2.-3. Etage	0,096 m	0,046 m	0,002 m	0,000 m
1.-2. Etage	0,088 m	0,047 m	0,010 m	0,004 m
Wiederkehrperiode des zugrunde gelegten Erdbebens: 475 Jahre ( $\gamma_I = 1,0$ )				
4.-5. Etage	0,053 m	0,028 m	0,014 m	0,005 m
3.-4. Etage	<b>0,078 m</b>	<b>0,043 m</b>	0,010 m	0,004 m
2.-3. Etage	0,071 m	0,034 m	0,001 m	0,000 m
1.-2. Etage	0,065 m	0,035 m	0,007 m	0,003 m

Maßgebend für die Bemessung der vertikalen Rohrleitung ist somit die relative Verschiebung der Ebenen 3 und 4.

#### 4.6 Zusammenfassung und Fazit

Wichtige Entscheidungskriterien für die Wahl eines Bemessungsverfahrens sind

- die Praktikabilität – Ist das Verfahren gut nachvollziehbar? Ist es verständlich programmierbar, sodass unterschiedliche Tragwerksstrukturen ohne großen Neuaufwand untersucht werden können?
- die Wirtschaftlichkeit – Führt ein erhöhter Zeitaufwand während der Berechnung zu kostengünstigeren Konstruktionen und günstigerem Verhalten im Erdbebenfall, also geringeren Reparaturmaßnahmen?
- die Sicherheit und Fehleranfälligkeit – Ist ein ausreichendes Sicherheitsniveau gegeben? Bauen die einzelnen Verfahrensschritte logisch aufeinander auf, sodass Ausführungsfehler minimiert werden?
- die Allgemeingültigkeit – Ist die Gültigkeit und Anwendbarkeit des Verfahrens unabhängig von der Wahl der Konstruktionen und Baustoffe?

Die Kapazitätsspektrum-Methode ist ein vergleichsweise junges Bemessungsverfahren, das bei der Anwendung auf Industrieanlagen mit Blick auf die obigen Entscheidungskriterien einige Vorteile aber auch Schwierigkeiten aufweist – beides wurde in den vorangehenden Abschnitten erörtert. Zusammenfassend lässt sich die Vorgehensweise im Anlagenbau wie folgt darstellen:

- 1) (Dreidimensionale) Systemmodellierung mit besonderem Augenmerk auf die Abbildung der Riegel-Stützen-Anschlüsse und der Materialeigenschaften
- 2) Lösung des Eigenwertproblems am elastischen System zur Bestimmung der Eigenformen, der Anteilsfaktoren und der effektiven Modalmassen,
- 3) Review der berechneten Eigenformen, die einen signifikanten Anteil an der effektiven Gesamtmasse aufweisen, anhand der Verformungsplots; Überprüfung der Kopplung von Translations- und Rotationsschwingungen,
- 4) Auswahl der Eigenformen, die zu maximalen relativen Verschiebungen führen,
- 5) Aufstellen des massen- und eigenformproportionalen Lastvektors bezogen auf die Massenschwerpunkte,
- 6) Ermittlung des Zusatzmoments je Etage infolge der Exzentrizität von Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt,
- 7) Berechnung der resultierenden Ersatzlasten auf alle Last abtragenden Elemente aus den in den Steifigkeitsschwerpunkt verschobenen Horizontallasten und dem zusätzlichen Torsionsmoment,
- 8) Pushover-Analyse für diesen Lastansatz,
- 9) Transformation der Pushoverkurve in die Kapazitätskurve,
- 10) Überlagerung der Kapazitätskurve mit den korrespondierenden abgeminderten Antwortspektren für den Bauwerksstandort und die gewählte Wiederkehrperiode im  $S_a$ - $S_d$ -Diagramm,
- 11) Überprüfung, ob und wo ein Performance Point existiert; Beurteilung der plastischen Reserven des Tragwerks
  - ➔ qualitative Aussage über das Verhalten des Tragwerks im Erdbebenfall,
- 12) Rücktransformation der Koordinaten des Performance Points in die Verformungen des Tragwerks und daraus Ermittlung der absoluten und relativen Stockwerksverschiebungen.
  - ➔ quantitative Aussage über das Verhalten des Tragwerks im Erdbebenfall und Ermittlung von Grenzwerten für die Bemessung verformungssensitiver Sekundärstrukturen

Schritte 5) bis 12) sind für jede der in 4) identifizierten relevanten Eigenformen durchzuführen.

Sollen nichtlineare Tragreserven realitätsnah in die Bemessung mit eingehen oder soll die Erdbebensicherheit kritischer bestehender Anlagen überprüft werden, bietet sich die Kapazitätsspektrum-Methode trotz des gegenüber den bekannten kraftbasierten Verfahren erhöhten Rechenaufwands für die Anwendung im Anlagenbau an. Dies gilt umso mehr, wenn gleichzeitig verformungsbasierte Sekundärstrukturen untersucht und verschiedene Grenzzustände der Bemessung betrachtet werden sollen.

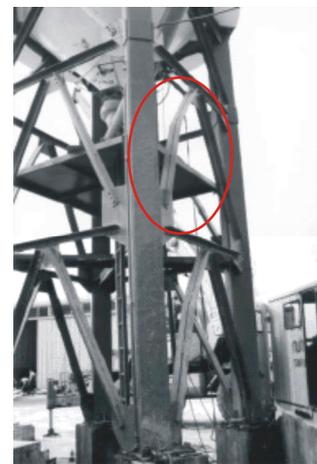
## 5 Bemessung von Sekundärstrukturen – Stand der Technik

Während in den Kapiteln 3 und 4 die Bemessung der Tragstruktur thematisiert und auf den Umgang mit linienförmigen, verformungssensitiven nichttragenden Bauteilen eingegangen wurde, befassen sich die folgenden beiden Kapitel mit der erdbebensicheren Auslegung punktförmiger Sekundärstrukturen wie Behälter, Pumpen, und sonstige Apparate. Hier können aufgrund großer Massen hohe Trägheitskräfte auftreten, der Widerstand gegen Horizontallasten ist aber je nach Auflagerkonstruktion unter Umständen gering oder nur in einer horizontalen Richtung gegeben. Dies gilt insbesondere für Komponenten, die in verkleideten Traggerüsten installiert sind, daher nicht für den Lastfall Wind bemessen werden müssen und deren Befestigung am Boden dementsprechend für die Aufnahme seismischer Lasten oft unzureichend ist.

Typische Schadensbilder beinhalten daher auch das Verrutschen von Komponenten, deren horizontale Lagesicherung ausschließlich auf Reibwirkung basiert (Abbildung 5.1 a). Wenn gleich derartige Lageänderungen für die Komponente selbst zumeist unproblematisch sind, können daraus für angeschlossene Rohrleitungen hohe Zusatzbeanspruchungen entstehen. Bei Komponenten mit kleiner Aufstandsfläche und hohem Schwerpunkt besteht die Gefahr des Umstürzens, wodurch wiederum benachbarte Komponenten beeinträchtigt werden können. Bei Sattellagerungen liegender Behälter (Abbildung 1.2 a) ist die Aussteifung in beiden Horizontalrichtungen unterschiedlich stark ausgeprägt, sodass hier im Erdbebenfall besonders die Belastung in Behälterlängsrichtung kritisch ist. Weitere Schadenstypen können der Literatur entnommen werden [18], [34], [51], [67].



a) Horizontal verrutschter Flüssiggastank [67]



b) Plastische Verformungen an einer Behälter-Aufständerrichtung [18]

### Abbildung 5.1: Schäden an verfahrenstechnischen Einbauten infolge Erdbeben

Bei der Bemessung und erdbebensicheren Auslegung von Sekundärstrukturen fällt neben der bereits benannten Verhinderung von folgenreichen Leckagen und direkten Sekundärschäden große Bedeutung auch anlageninternen Notfalleinrichtungen zu (z.B. der Funktionstüchtigkeit von Notstromaggregaten, dem Überführen reaktiver Prozesse in den sicheren Zustand, etc.).

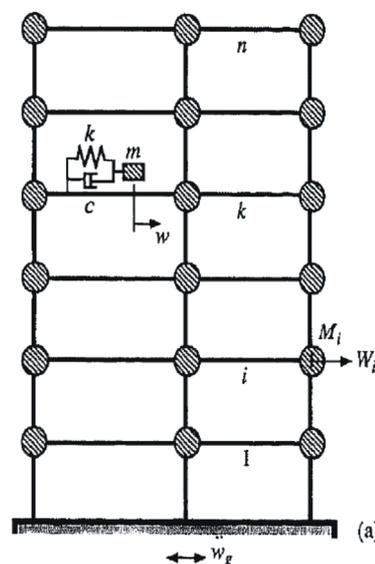
Darüber hinaus können durch die Untersuchung des seismischen Verhaltens und vergleichsweise kostengünstige konstruktive Maßnahmen teure Betriebsunterbrechungen vermieden werden.

## 5.1 Analytische Berechnungsansätze

Analytische Ansätze zur genauen Bestimmung der dynamischen Antwort nichttragender Bauteile auf ein Erdbebenereignis bilden in aller Regel die Sekundärstrukturen im Bauwerksmodell mit ab und betrachten das Problem als zusammenhängendes dynamisches System. Durch die modale Entkopplung der Bewegungsdifferentialgleichung wird die Herleitung geschlossener Lösungen angestrebt.

**Schweizerhof** [75] prägt den Begriff der „modalen Synthese“. Nach Einbeziehung der Sekundärstruktur in die Bewegungs-DGL des Gesamtsystems verwendet er Eigenformen und Eigenfrequenzen der Primärstruktur zur Generierung von Etagenantwortspektren aus den gegebenen Bodenbeschleunigungsspektren und damit zur effizienten Ermittlung der Erdbebenantwort von Einmassenschwingern. Kopplung und Interaktion der Antworten von Primär- und Sekundärstrukturen können dabei sehr genau berücksichtigt werden.

**Adam et al.** [1], [2] beziehen inelastisches Verhalten der Primärstruktur in die Überlegung mit ein, stellen aber ebenfalls die Bewegungsdifferentialgleichung für das Gesamtsystem, also für  $n+1$  Freiheitsgrade auf (Abbildung 5.2).



**Abbildung 5.2:** Ansatz von Adam et al. [1], [2]

Nach einer modalen Entkopplung des Gleichungssystems in ungedämpfte Substrukturen wird die elastische Antwort herausgefiltert und der Anteil plastischer Verformungen als zusätzliche Beanspruchung erneut aufgebracht. Daraus resultiert ein iterativer Berechnungsprozess, bis die tatsächliche dynamische Antwort gefunden ist. Zur Validierung des Ansatzes werden experimentelle Untersuchungen an elastischen Einmassenschwingern in einem nichtlinearen Modell-Tragwerk durchgeführt.

**Der Kiureghian** [47], [54], [64] widmet sich der Untersuchung von nichttragenden Mehrmassenschwingern mit mehreren Auflagerpunkten. Er berücksichtigt die Interaktion der Subsysteme durch Bildung der Kreuzkorrelation zwischen den Bewegungen der Auflagerpunkte. Resonanzeffekte können so genauso berücksichtigt werden wie Effekte aus unterschiedlichen Dämpfungseigenschaften von Primär- und Sekundärstruktur. Pigat und Viola [69] entwickeln den Ansatz von Der Kiureghian mit besonderem Augenmerk auf Rohrleitungssysteme weiter.

**Singh** [22], [76], [77] bezieht die Interaktionseffekte zwischen Primär- und Sekundärstruktur durch eine Modifikation von Etagenspektren in die Berechnung mit ein. Dabei ist aber ebenfalls zunächst eine Darstellung der Bewegungsdifferentialgleichung des kombinierten Gesamtsystems erforderlich, um die Interaktionseffekte quantifizieren zu können.

Trotz der durch die beschriebenen Verfahren erreichbaren Ergebnisgenauigkeit ist allen Ansätzen, die eine geschlossene Lösung des Problems anstreben, ein elementarer Nachteil gemein: der Modellierungsaufwand zur individuellen Abbildung der Sekundärstrukturen ist für gewöhnliche Bemessungsaufgaben nicht vertretbar. Vielmehr ist dieses Vorgehen insbesondere im Anlagenbau unpraktikabel, weil sich die Position und die genauen dynamischen Eigenschaften der einzelnen verfahrenstechnischen Komponenten innerhalb des Planungsprozesses oftmals verändern, und somit jedes Mal eine Modellanpassung der Gesamtanlage notwendig wäre. Verschiedene Restriktionen und Randbedingungen der Berechnungsansätze, z.B. bezüglich der zulässigen Massenverhältnisse oder der Abstände der Eigenfrequenzen, erschweren ihre Anwendung im Industriebau weiter.

Eine Alternative zu geschlossenen Lösungen bietet sich in der Nutzung von Etagenantwortspektren an (siehe auch Abschnitt 6.1), die – je nach Modellbildung – das dynamische Verhalten der Primärstruktur und die Antwort der Sekundärstruktur recht genau abbilden können. Allerdings ist deren Erzeugung aufgrund von Zeitverlaufsberechnungen am Tragwerksmodell sehr zeitaufwändig. Verfahren zur Generierung von Etagenspektren aus Boden-Antwortspektren, die zur Berücksichtigung der Tragwerkseigenschaften mathematische Funktionen herleiten und nutzen, werden von diversen Autoren vorgeschlagen [6], [76], [84]. Diese Verfahren umgehen zwar den hohen numerischen Aufwand der Zeitverlaufsberechnungen, sind aber ebenfalls unpraktikabel, weil zum einen die Implementierung der entsprechenden Routinen in kommerzielle Programme zur Tragwerksberechnung nicht oder nur schwierig zu realisieren ist, zum anderen erneut Restriktionen bzgl. der Massenverhältnisse zwischen Primär- und Sekundärstrukturen zu beachten sind. Für Bemessungszwecke sind somit Verfahren erforderlich, die bei überschaubarem Rechenaufwand ausreichende Genauigkeit gewährleisten.

## 5.2 Normative Bemessungsansätze für beschleunigungssensitive nichttragende Bauteile

Nachdem die Notwendigkeit erdbebensichereren Bauens für Tragwerke in (Stark-) Bebengebieten schon vergleichsweise früh im Bewusstsein der Ingenieure präsent war, werden seit einigen Jahrzehnten international auch experimentelle und theoretische Untersuchungen angestellt, um das dynamische Verhalten von Sekundärstrukturen im Erdbebenfall zu verbessern und die Auslegung von nichttragenden Bauteilen normativ zu regeln. Ziel der Forschung ist es jeweils, mit Hilfe einer möglichst einfach anzuwendenden Formel statische Ersatzlasten insbesondere in Horizontalrichtung zu ermitteln, aus denen dann, am Massenschwerpunkt der Sekundärstruktur angesetzt, Bemessungsschnittgrößen für die unterstützende Konstruktion/ Aufständering resultieren. Dabei werden unterschiedliche Wege eingeschlagen. Im Folgenden werden die Ansätze der wichtigsten internationalen Richtlinien und die historische Entwicklung der Einbautenformeln vorgestellt. Die Bezeichnungen der Faktoren in den Formeln werden jeweils aus den Richtlinien übernommen, sodass Parameter mit ähnlichen oder identischen Bedeutungen in der Zusammenstellung unterschiedliche Bezeichnungen haben können. In diesem Fall sind die Beschreibungen der Faktoren zur besseren Identifikation jeweils identisch formuliert. Im Übrigen ist der Übersichtlichkeit halber die Reihenfolge der Parameter-Beschreibungen bei allen beschriebenen Formeln gleich gehalten. Eine Bewertung der einzelnen Ansätze erfolgt in den Abschnitten 5.2.2 und 6.1.

### 5.2.1 Internationale Bemessungsformeln in chronologischer Reihenfolge

#### 5.2.1.1 KTA 2201

Einer der ersten Versuche, der Bemessung von nichttragenden Bauteilen einen normativen Rahmen zu geben, wird in der 1975 veröffentlichten KTA 2201 (Sicherheitstechnische Regel zur Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen) unternommen. Dieser Ansatz ist von der aktuell gültigen Fassung der KTA 2201 von 1990 unverändert übernommen [53]. Im Teil 4 – „Anforderungen an Verfahren zum Nachweis der Erdbebensicherheit für maschinen- und elektronische Anlagenteile“ – werden dort auf Basis von Etagenantwortspektren Ersatzbeschleunigungen  $a_{E,i}$  ermittelt, die, multipliziert mit der konzentrierten oder kontinuierlichen Masse der Komponente, als horizontale statische Ersatzlast zur Berechnung der zu erwartenden Schnittgrößen herangezogen werden (Gl. (5.1)). Zur Berücksichtigung des Eigenschwingverhaltens der Komponente wird der Beschleunigungswert  $a_{f,i}$  aus dem Etagenantwortspektrum mit einem Korrekturfaktor  $e_i$  belegt, welcher für gängige statische Modellabbildungen tabelliert ist.

$$F_a = m \cdot a_{E,i} = m \cdot a_{f,i} \cdot e_i \quad (5.1)$$

mit  $m$  = Masse der Komponente

$a_{f,i}$  = Größter Wert des Etagen-Antwortspektrums in Richtung  $i$  für Eigenfrequenzen größer oder gleich der ersten Eigenfrequenz der Komponente

$e_i$  = Faktor zur Erfassung der Beiträge mehrerer Eigenschwingungen

Zu beachten ist, dass für  $a_{f_i}$  nicht die zur ersten Eigenfrequenz  $f_a$  der Sekundärstruktur korrespondierende Ordinate des Etagen-Beschleunigungsspektrums, sondern der Maximalwert des Etagenspektrums im Bereich  $f > f_a$  anzusetzen ist. Dies kann bei weichen Sekundärstrukturen zu sehr konservativen Dimensionierungen führen.

### 5.2.1.2 NEHRP recommended provisions – FEMA 95

In den Vereinigten Staaten beschließt der U.S. Amerikanische Kongress 1977 – durch die schweren Erdbeben in Alaska (1964, Magnitude 9,2) und San Fernando (1971, Magnitude 6,6) für die Gefahr durch seismische Einwirkung sensibilisiert – im Earthquake Hazards Reduction Act (Public Law 95-124) die Bereitstellung von Forschungsmitteln und bringt damit das „National Earthquake Hazard Reduction Program“ (NEHRP) auf den Weg. In diesem Programm sind vier bislang einzeln arbeitende und forschende bundesstaatliche Behörden zusammengefasst: Die „Federal Management Emergency Agency“ (FEMA), das „National Institute of Standards and Technology“ (NIST), die „National Science Foundation“ (NSF) und der „United States Geological Survey“ (USGS) [73].

Erste im Rahmen des NEHRP erarbeitete Empfehlungen zum erdbebensicheren Bauen werden 1986 im FEMA 95 veröffentlicht [36]. Hier wird zur Bemessung nichttragender Komponenten der Ansatz einer statischen Ersatzkraft  $F_p$  vorgeschlagen, die unabhängig vom Einbauort der Komponente ist und lediglich durch einen Korrekturfaktor zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten auf das individuelle dynamische Verhalten des Bauteils eingeht (Gleichung (5.2)). Index „p“ verweist dabei auf die Betrachtung einzelner (nichttragender) Komponenten, also „parts“ oder „portions“ einer Struktur.

$$F_p = A_p \cdot C_p \cdot W_p \quad (5.2)$$

mit  $W_p$  = Gewicht der Sekundärstruktur

$C_p$  = Bodenbeschleunigungskoeffizient [-]

$A_p$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor (tabelliert;  $1,0 \leq A_p \leq 2,5$ )

Wie in amerikanischen Normen üblich, wird die Beschleunigung als Koeffizient der Erdbeschleunigung (also einheitenlos) angegeben, und somit das Apparatgewicht in [kN] in der Multiplikation zugrunde gelegt, um einheitenkonform zu bleiben.

Der Ansatz nach Gleichung (5.2) ist recht einfach gehalten, da er das Schwingverhalten des Tragwerks sowie die Einbauhöhe des nichttragenden Bauteils nicht berücksichtigt. Im Laufe der folgenden Jahre (die NEHRP Provisions werden alle drei Jahre aktualisiert) werden die vorgeschlagenen Bemessungsformeln differenzierter. In der vorliegenden Zusammenstellung sind jedoch nur die wichtigsten Veränderungen aufgeführt.

### 5.2.1.3 ATC 14

Einen ähnlichen Ansatz wie den des FEMA 95 verfolgt der ATC 14, ein Bericht, der durch den Applied Technology Council (ATC) erstellt und im Jahr 1987 herausgegeben wird [8].

Auch hier wird ein von der Einbauhöhe des Bauteils sowie vom Schwingverhalten der Komponente und des Bauwerks unabhängiger Maximalwert der Bemessungskraft bestimmt. Neu ist aber die Berücksichtigung der Relevanz der Unversehrtheit bzw. Funktionstüchtigkeit der Anlage (nicht der Sekundärstruktur) nach einem Erdbeben, und zwar durch die Einführung des Bedeutungsbeiwertes  $I$ :

$$F_p = A_a \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad (5.3)$$

mit  $W_p$  = Gewicht der Sekundärstruktur

$A_a$  = „effective peak acceleration“ [-] (Parameter zur Beschreibung der Bemessungs-Bodenbeschleunigung; für eine Auftretenswahrscheinlichkeit von 5-20% in 50 Jahren kartiert; ungleich dem Parameter  $C_p$  aus Gl. (5.2))

$C_p$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor (tabelliert;  $0,75 \leq C_p \leq 2,0$ )

$I$  = Bedeutungsbeiwert des Gebäudes (tabelliert;  $1,0 \leq I \leq 1,5$ )

### 5.2.1.4 NEHRP recommended provisions – FEMA 222A

Voranschreitende Forschung in den Achtziger und Anfang der Neunziger Jahre zeigt auf, dass eine über die Einbauhöhe im Gebäude konstante horizontale Bemessungskraft in niedrigen Stockwerken zumeist zu sehr konservativen Dimensionierungen führt, während sie in oberen Stockwerken auf der unsicheren Seite liegen kann.

Im 1994 veröffentlichten FEMA 222A [37] wird der konstante Ansatz zwar in auf empirischer Basis verbesserter Form weiterhin beibehalten, dieser ist aber eher als Maximalwert für eine überschlägige Bemessung anzusehen.

$$F_p = 4,0 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p \quad (5.4)$$

mit  $W_p$  = Gewicht der Sekundärstruktur

$C_a$  = Bodenbeschleunigung [g] (die Skalierung der Bodenbeschleunigung mit dem Faktor 4,0 beruht auf empirischen Studien)

$I_p$  = Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils (tabelliert;  $1,0 \leq I_p \leq 2,5$ )

Alternativ dazu wird ein über die Tragwerkshöhe linearer Ansatz der Beschleunigungen empfohlen:

$$F_p = \frac{a_p \cdot A_p \cdot W_p}{R_p / I_p} \quad (5.5)$$

mit  $W_p$  = Gewicht der Sekundärstruktur

$A_p$  = anzusetzende Bauteilbeschleunigung [g]; abh. von der Einbauhöhe (s.u.)

$a_p$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor (tabelliert;  $1,0 \leq a_p \leq 2,5$ )

$I_p$  = Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur (tabelliert;  $1,0 \leq I_p \leq 2,5$ )

$R_p$  = Verhaltensbeiwert der Sekundärstruktur (tabelliert;  $1,0 \leq R_p \leq 2,5$ )

Die anzusetzende Bauteilbeschleunigung berechnet sich dabei zu  $A_p = C_a + (A_r - C_a) \cdot \frac{x}{h}$

mit  $A_r = 2,0 \cdot A_s \leq 4,0 \cdot C_a$ ,

$$A_s = 1,2 \cdot C_v \cdot T^{2/3} \leq 2,5 \cdot C_a$$

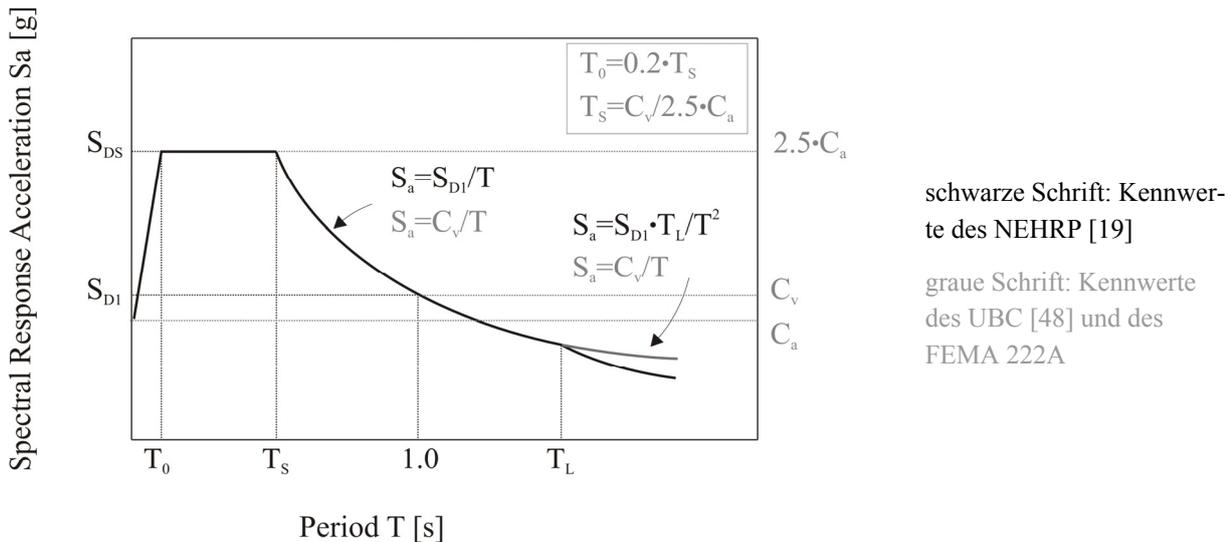
$C_a, C_v$  = Kennwerte des Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrums (vgl. Abbildung 5.3)

$x$  = Einbauhöhe der Sekundärstruktur über OK Fundament

$h$  = Gesamthöhe des Tragwerks ab OK Fundament

Grenzwerte für die statische Ersatzlast:  $0,5 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p \stackrel{!}{\leq} F_p \stackrel{!}{\leq} 4,0 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p$

Die trapezartige Form des Lastansatzes beruht auf experimentellen Untersuchungen an üblichen Hochbauten und ist verbunden mit der Annahme, dass die erste Eigenform des Tragwerks sein Schwingverhalten dominiert. Dabei ist auf den ersten Blick ersichtlich, dass die Ermittlung der Bemessungskraft nun um einiges aufwändiger ist als bei den früheren Herangehensweisen. Der neu eingeführte Faktor  $A_p$  zur Beschreibung der Bauteilbeschleunigung bezieht nicht nur das Verhältnis der Einbauhöhe  $x$  zur Gebäudehöhe  $h$  mit ein, sondern berücksichtigt auch die Form des Beschleunigungsantwortspektrums ( $C_a$  = maximale Bodenbeschleunigung (Auftrittswahrscheinlichkeit 10% in 50 Jahren),  $C_v$  = Ordinate des Beschleunigungsspektrums bei  $T = 1$ s; vgl. Abbildung 5.3).



Die Kennwerte  $C_a$  und  $C_v$  sind für die am Bauwerksstandort vorliegende Erdbebenzone und die Baugrundbeschaffenheit (bis 30 m Tiefe) in amerikanischen Normen tabelliert. Sie gelten für 5% viskose Bauwerksdämpfung, und eine Auftretenswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren.

### Abbildung 5.3: Kennwerte amerikanischer Normspektren

Daraus resultiert eine in Dachhöhe anzusetzende Bemessungsbeschleunigung, die maximal dem Vierfachen der mit dem Faktor  $a_p$  zu multiplizierenden Bodenbeschleunigung entspricht. Der dynamische Vergrößerungsfaktor  $a_p$  trägt der Verstärkung der dynamischen Antwort infolge möglicher Resonanzeffekte Rechnung und ist für typische nichttragende Bauteile aus dem Bereich des üblichen Hochbaus je nach geschätzter Eigenfrequenz der Sekundärstruktur mit Werten von 1,0 und 2,5 tabelliert. Ebenfalls erstmalig wird im FEMA 222A die Dissipationsfähigkeit des nichttragenden Bauteils durch den Quotienten  $R_p$  berücksichtigt.

Neben einer Obergrenze der anzusetzenden Bemessungskraft, die dem konstanten Ansatz nach Gleichung (5.4) entspricht, ist hier auch ein Minimalwert vorgegeben, auf den die Komponente mindestens bemessen werden muss. Dieser Minimalwert greift z.B. bei in Bodennähe montierten nichttragenden Bauteilen.

Seit 1993 werden die jeweils aktuellen Empfehlungen des National Earthquake Hazard Reduction Program für die Bemessung tragender und nichttragender Bauteile in den ASCE 7, die Amerikanische Norm für Lastannahmen, eingebunden. Ebenfalls seit 1993 bzw. 1994 finden sich die aktuellen NEHRP Empfehlungen in den im Süden und Osten der Vereinigten Staaten gängigen Richtlinien National Building Code (NBC) und Standard Building Code (SBC) wieder.

### 5.2.1.5 UBC 1997

Der insbesondere im Westen der USA als Richtlinie verbreitete Uniform Building Code empfiehlt in der Ausgabe von 1997 einen dem FEMA 222A identischen konservativen konstanten Ansatz für eine überschlägige Bemessung (Gleichung (5.6)) und einen leicht veränderten linearen Ansatz für wirtschaftlichere Dimensionierungen [48].

$$F_p = 4,0 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p \quad (5.6)$$

Definition aller Faktoren: siehe Gleichung (5.7)

Die Veränderungen des linearen Ansatzes liegen zum einen in einem vereinfachten höhenabhängigen Faktor, der zwar wie im FEMA 222A zu einer trapezförmigen Verteilung der Bemessungsbeschleunigung führt, aber die Beschleunigung auf Dachhöhe zur vierfachen Bodenbeschleunigung (im Resonanzfall ( $a_p=2,5$ ) zur zehnfachen Bodenbeschleunigung) festlegt. Zum anderen werden die Mindestbemessungskraft erhöht und die tabellierten Werte für  $R_p$  leicht modifiziert.

$$F_p = \frac{a_p \cdot C_a \cdot W_p \cdot I_p}{R_p} \cdot \left( 1 + 3 \cdot \frac{h_x}{h_r} \right) \quad (5.7)$$

$$\text{Grenzwerte: } 0,7 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p \stackrel{!}{\leq} F_p \stackrel{!}{\leq} 4,0 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p$$

mit  $W_p$  = Gewicht der Sekundärstruktur

$C_a$  = Bodenbeschleunigung [g]; (vgl. Abbildung 5.3)

$a_p$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor (tabelliert;  $1,0 \leq a_p \leq 2,5$ )

$I_p$  = Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur (tabelliert;  $1,0 \leq I_p \leq 1,5$ )

$R_p$  = Verhaltensbeiwert der Sekundärstruktur (tabelliert;  $1,0 \leq R_p \leq 4,0$ )

Seit dem Jahr 2000 sind der Uniform Building Code (UBC), der National Building Code (NBC) und der Standard Building Code (SBC) durch den amerikaweit gültigen International Building Code (IBC) ersetzt, der, wie vormals UBC und NBC, alle drei Jahre überarbeitet wird. Der IBC verweist im Themenbereich der erdbebensicheren Auslegung von Bauwerken auf den ASCE 7, der, wie oben erwähnt, auf die NEHRP Empfehlungen zurückgreift.

### 5.2.1.6 ASCE 7-05 und IBC 2006

Eine weiter verfeinerte Herangehensweise wird 2003 in den NEHRP Empfehlungen „FEMA 450“ angeboten [19] und 2006 von der amerikanischen Norm ASCE 7-05 [5] und damit auch vom IBC 2006 [50] übernommen. Hier dient nicht mehr ein konstanter, sondern ein über die Bauwerkshöhe linearer (trapezförmiger) Ansatz der Beschleunigungen der vereinfachten Bemessung, während ein genauere Vorschlag die durch eine vorangehende Spektrale Analyse der Primärstruktur ermittelte maximal zu erwartende Etagenbeschleunigung zugrunde legt. Diese Herangehensweise ist somit auch für Bauwerke gültig, deren dynamisches Verhalten durch höhere Eigenformen in relevanter Weise beeinflusst wird.

Im linearen Ansatz (Gleichung (5.8)) entspricht der Faktor  $0,4 \cdot S_{DS}$  dem in älteren NEHRP Empfehlungen verwendeten seismischen Koeffizienten  $C_a$  und damit der Bodenbeschleunigung am Fußpunkt der Tragstruktur (ZPA). Die Annahme der maximalen Beschleunigung auf Dachhöhe als dreifacher Bodenbeschleunigung beruht auf experimentellen Untersuchungen [16]. Die Maximalgrenze des ASCE 7-05 entspricht der Maximalgrenze des UBC 97, die Minimalgrenze wurde leicht erhöht.

$$F_p = \frac{0,4 \cdot S_{DS} \cdot a_p \cdot W_p}{R_p / I_p} \cdot \left( 1 + 2 \cdot \frac{z}{H} \right) \quad (5.8)$$

$$\text{Grenzwerte: } 0,3 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \stackrel{!}{\leq} F_p \stackrel{!}{\leq} 1,6 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

mit  $W_p$  = Gewicht der Sekundärstruktur

$S_{DS}$  = Plateauwert des elastischen Antwortspektrums bei 5% Dämpfung [g];  
(vgl. Abbildung 5.3)

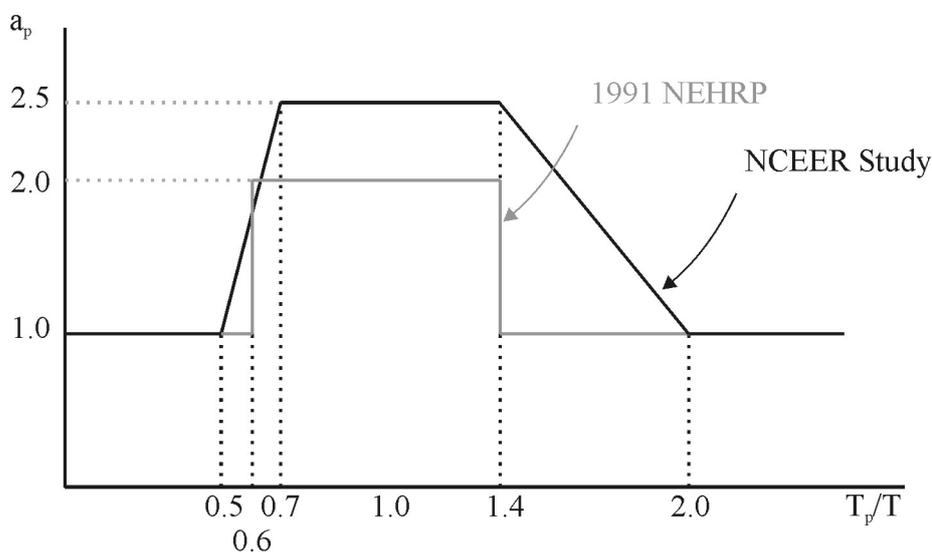
$a_p$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor (tabelliert und alternativ als Funktionsverlauf angegeben;  $1,0 \leq a_p \leq 2,5$ ; vgl. Abbildung 5.4)

$I_p$  = Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur (tabelliert;  $1,0 \leq I_p \leq 1,5$ )

$R_p$  = Verhaltensbeiwert der Sekundärstruktur (tabelliert;  $1,0 \leq R_p \leq 5,0$ ;  
ASCE: bis 12,0)

In den NEHRP-Empfehlungen wird die Möglichkeit gegeben, sowohl die Bemessungskraft als auch den oberen Grenzwert für besonders weiche Sekundärstrukturen abzumindern. Diese Abminderung der Ersatzlasten soll in Analogie zum abfallenden Ast des Beschleunigungsspektrums bei Bauwerksperioden größer  $T_S$  die verringerte seismische Belastung von Komponenten berücksichtigen, deren Grundperiode größer ist als  $T_S = S_{D1}/S_{DS}$  (vergleichbar mit  $T_C$  im elastischen Antwortspektrum der DIN 4149 [65]) [20]. Die Normen übernehmen die Möglichkeit zur Reduktion der statischen Ersatzlasten nicht. Daher werden die Zusammenhänge an dieser Stelle auch nicht tiefer gehend dargestellt.

Für den dynamischen Vergrößerungsfaktor  $a_p$ , der mögliche Resonanzeffekte zwischen Sekundär- und Primärstruktur berücksichtigt, wird neben den im FEMA 450 selbst und im ASCE 7-05 tabellierten Werten alternativ im Kommentar zum FEMA 450 ein stückweise definierter Funktionsverlauf in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses  $T_p/T_1$  angegeben [20]. Die größte dynamische Verstärkung ergibt sich demnach im Resonanzfall mit der ersten Eigenfrequenz der Primärstruktur (Plateau bei  $T_p/T_1 = 1$ ). Bei sehr steifen Komponenten ( $T_p$  und damit  $T_p/T_1$  sehr klein) dagegen sind die Bewegungen von nichttragendem Bauteil und tragender Struktur als nahezu identisch anzunehmen ( $a_p = 1$ ). Bei Komponenten mit sehr weicher Unterkonstruktion ( $T_p/T_1$  sehr groß) wird ebenfalls kaum eine dynamische Verstärkung erwartet, weil sich hier die Primärstruktur quasi unter dem nichttragenden Bauteil hinwegbewegt. Somit ist in diesem Bereich  $a_p$  erneut gleich eins. Der Verlauf des dynamischen Erhöhungsfaktors in den Zwischenbereichen wurde in erster Linie durch experimentelle Untersuchungen bestimmt; die Vorschläge zweier Arbeiten [20], [63] sind in Abbildung 5.4 dargestellt.



**Abbildung 5.4: Dynamischer Erhöhungsfaktor („component amplification factor“)  $a_p$  nach FEMA 450 [20]**

Im alternativen, „modalen“ Bemessungsansatz (Gleichung (5.9)) wird die aus einer Spektralen Analyse eines vereinfachten Tragwerksmodells ermittelte Maximalbeschleunigung  $a_i$  der Etage  $i$  mit dem Bauteilgewicht  $W_p$  multipliziert und durch Faktoren zur Einbeziehung des Eigenschwingverhaltens des nichttragenden Bauteils ( $a_p$ ), zum Einfluss von Torsionsschwingungen ( $A_x$ ), zur Dissipationsfähigkeit der Komponente ( $R_p$ ) sowie zu ihrer Bedeutung ( $I_p$ ) an die individuellen Charakteristika der Komponente bzw. des Bauwerks angepasst. Die minimal und maximal anzusetzenden Bemessungskräfte sind den Grenzwerten der „linearen“ Gleichung (5.8) identisch.

$$F_p = a_i \cdot W_p \cdot \frac{a_p \cdot A_x}{R_p / I_p} \quad (5.9)$$

$$\text{Grenzwerte: } 0,3 \cdot S_{DS} \cdot I_p \leq F_p \leq 1,6 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p$$

mit  $a_i$  = maximal zu erwartende Etagenbeschleunigung;  
durch Spektraler Analyse des Tragwerks zu ermitteln

$A_x$  = Torsionsfaktor

Definition aller weiteren Faktoren: siehe Gleichung (5.8)

Der Faktor  $A_x$  berücksichtigt eine mögliche zur Beschleunigung der Etage  $x$  erhöhte Fußpunktbeschleunigung der Sekundärstruktur infolge Torsionseffekten, da diese Effekte in eine Spektrale Analyse eines zweidimensionalen Tragwerksmodells nicht einfließen.  $A_x$  wird maximal zu 3,0 angenommen.

### 5.2.1.7 Eurocode 8

Für übliche Hochbauten gibt Teil 1 des Eurocode 8 aus dem Jahr 2004 [30] folgende Bemessungsformel für nichttragende Bauteile an:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (5.10)$$

$$\text{mit } S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \alpha \cdot S$$

mit  $W_a$  = Gewicht der Sekundärstruktur

$\alpha$  =  $a_g \cdot \gamma_I / g$  = Bemessungs-Bodenbeschl. für Baugrundklasse A [g]

$S$  = Parameter zur Berücksichtigung d. tatsächlichen Baugrundgegebenheiten

$T_a$  = Grundschiwingzeit der Sekundärstruktur

$T_1$  = Grundschiwingzeit des Tragwerks

$\gamma_a$  = Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur; (tabelliert;  $1,0 \leq \gamma_a \leq 1,5$ )

$q_a$  = Verhaltensbeiwert der Sekundärstruktur; (tabelliert;  $1,0 \leq q_a \leq 2,0$ )

Kernstück dieser Formel ist der Erdbebenbeiwert  $S_a$  zur Darstellung der Etagenbeschleunigung. Durch ihn wird der auf die vorliegenden Untergrundverhältnisse angepasste Bemessungswert der Bodenbeschleunigung  $\alpha \cdot S$  [g] durch einen höhen- und eigenperiodenabhängigen Faktor auf die Befestigungsebene der Komponente umgerechnet. Es ergibt sich ein über die Bauwerkshöhe trapezförmiger Verlauf der anzusetzenden Beschleunigung, wobei  $\alpha \cdot S$  als Mindestwert für  $S_a$

festgelegt ist. In die Berechnung der horizontal im Massenschwerpunkt der Komponente anzusetzenden Bemessungskraft gehen weiterhin das Gewicht  $W_a$  der Komponente, seine Dissipationsfähigkeit ( $q_a$ ) sowie seine Bedeutung ( $\gamma_a$ ) ein. Neuartig ist in der Formel des EC 8 die direkte Einbeziehung des Periodenverhältnisses  $T_a/T_1$  anstelle eines tabellierten oder durch eine Funktion bestimmten dynamischen Vergrößerungsfaktors.

Für die ungünstigste Konstellation der Grundschwingzeiten (Resonanz der Grundschwingzeiten von nichttragendem Bauteil und Primärstruktur) ergibt sich für  $S_a$  in Dachhöhe der 5,5-fache Bodenbeschleunigungswert. Bei Einbau der Komponente in Bodenhöhe ist die 2,5-fache Bodenbeschleunigung anzusetzen, was dem dynamischen Vergrößerungsfaktor amerikanischer Normen in diesem Bereich entspricht ( $a_p=2,5$  für  $T_a/T_1=1$ ). Für Komponenten besonderer Bedeutung fordert der Eurocode allerdings eine Bemessung auf Grundlage von Etagenantwortspektren (EC 8, Abschnitt 4.3.5.1 (2)).

### 5.2.1.8 DIN 4149

Die DIN 4149 folgt in ihrer Fassung von 2005 [65] bei der Angabe einer Bemessungsformel für nichttragende Bauteile inhaltlich dem Eurocode 8 – Teil 1 und wählt lediglich eine teilweise abweichende Formulierung ( $S_a$  [ $m/s^2$ ] $\cdot m_a$  [t] statt  $S_a$  [g] $\cdot W_a$  [kN], sowie  $a_g$  als Referenzspitzenwert der Bodenbeschleunigung multipliziert mit  $\gamma_1$  statt  $\alpha$  als Bemessungswert der Bodenbeschleunigung). Ebenso wird hier keine Mindestbemessungsbeschleunigung angegeben. Für große Periodenverhältnisse ( $T_a/T_1 > 3,2$  bei in Bodenhöhe befestigten Sekundärstrukturen, bzw.  $T_a/T_1 > 4,3$  bei in Dachhöhe installierten Bauteilen) sind also negative statische Ersatzlasten möglich.

$$F_a = \frac{S_a \cdot m_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (5.11)$$

$$\text{mit } S_a = a_g \cdot S \cdot \gamma_1 \cdot \left[ \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

mit  $a_g$  = Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A [g]

Definition aller weiteren Faktoren: siehe Gleichung (5.10)

### 5.2.1.9 Régles de construction parasismique PS 92

Die Französischen Régles de construction parasismique PS 92 [12] aus dem Jahr 2005 verwenden zur Bemessung von nichttragenden Bauteilen eine höhenabhängige horizontale Ersatzkraft, deren Koeffizienten denen des linearen Ansatzes des FEMA 450 (Gleichung (5.8)) ähneln:

$$F_a = m_a \cdot a_N \cdot \left(1 + \frac{2}{q_b} \cdot \frac{z}{H}\right) \cdot K_T \cdot K_i \quad (5.12)$$

mit  $m_a$  = Masse der Sekundärstruktur

$a_N$  = Bodenbeschleunigung [g]

$K_T$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor; abh. vom Periodenverhältnis; als Funktionsverlauf angegeben;  $1,0 \leq K_T \leq 5,0$

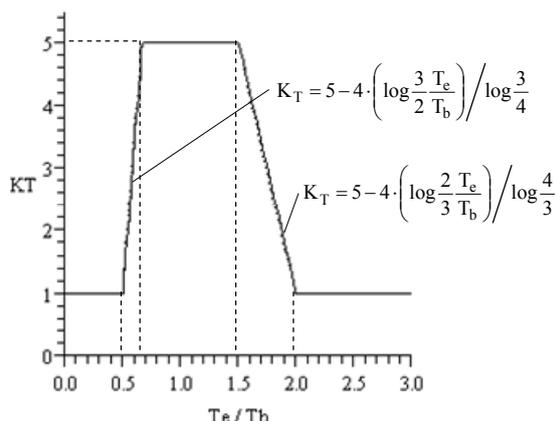
$K_i$  = Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur

$q_b$  = Verhaltensbeiwert des Tragwerks

Definition aller weiteren Faktoren: siehe Gleichung (5.10)

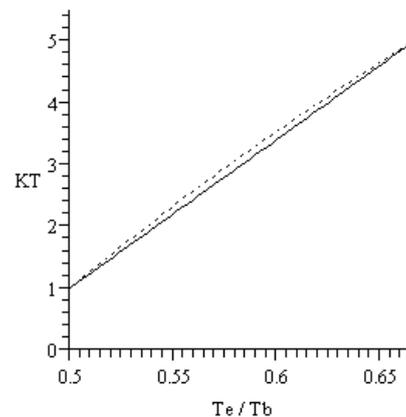
Zu bemerken ist hier, dass die Dissipationsfähigkeit des Bauwerks, ausgedrückt im Quotienten  $1/q_b$ , den höhenabhängigen Faktor  $2 \cdot z/H$  beeinflusst – infolge nichtlinearer Energiedissipation im Tragwerk ist also die seismische Belastung eines Bauteils in Dachhöhe relativ geringer als die eines Bauteils in Bodennähe. Der mit dem Faktor  $a_p$  vergleichbare dynamische Vergrößerungsfaktor  $K_T$  wird stückweise in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses  $T_e/T_b$  (Grundperiode der Komponente zur Grundperiode des Gebäudes) definiert und ist in Abbildung 5.5 dargestellt. Der Funktionsverlauf geht von 5% viskoser Dämpfung der Komponente aus und ähnelt dem der NCEER Studien, welcher in Abbildung 5.4 vorgestellt wurde. Die Eckwerte sind nahezu identisch und der vergleichsweise kompliziert ausgedrückte logarithmische Verlauf in den Zwischenbereichen stellt kaum eine Veränderung zum linearen Verlauf des NCEER dar.

Dynamischer Vergrößerungsfaktor nach PS92



—— Verlauf nach PS92  
 ..... Linearer Verlauf

Funktionsausschnitt



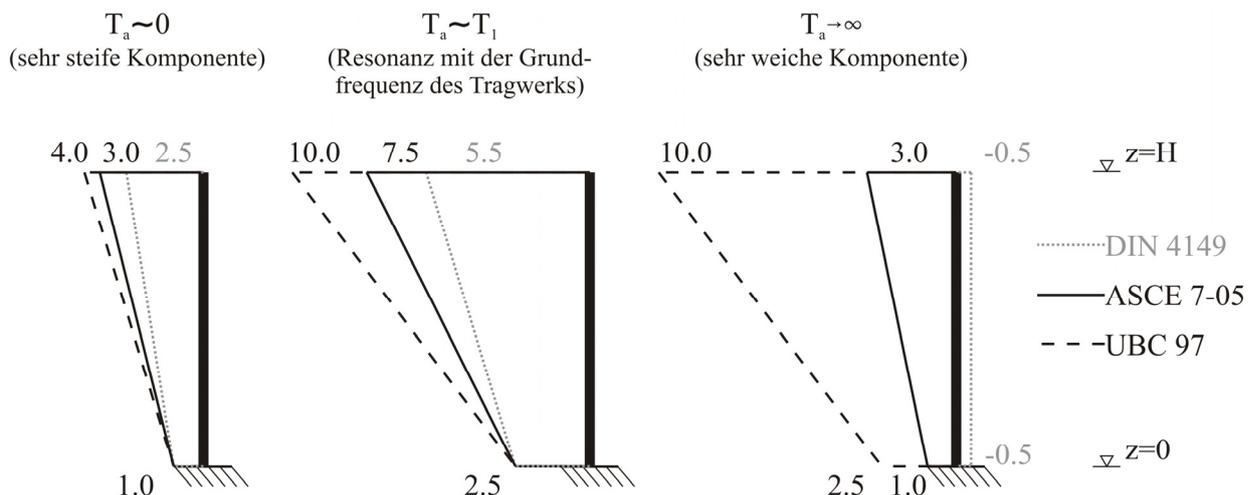
—— Verlauf nach PS92  
 ..... Linearer Verlauf

Abbildung 5.5: Dynamischer Erhöhungsfaktor  $K_T$  nach PS 92

Ein neuer Ansatz zur Bemessung nichttragender Bauteile wird 2007 von einem französischen Expertengremium vorgeschlagen [12]. Auch er bezieht die Faktoren aus Gleichung (5.12) mit ein, beschreibt aber den höhenabhängigen Faktor als  $\sqrt{1+16 \cdot (z/H)^3}$ . Da sich dieser Ansatz explizit ausschließlich an die Bemessung nichttragender Bauteile in Bauwerken aus Stahlbeton oder Mauerwerk richtet, ist er im Zusammenhang mit der erdbebensicheren Auslegung von Industrieanlagen zweitrangig.

### 5.2.2 Qualitative Gegenüberstellung bestehender Einbautenformeln

Die meisten in Normen vorgestellten Formeln zur seismischen Bemessung nichttragender Bauteile gehen, die erste Eigenform des Tragwerks approximierend, von einer über die Einbauhöhe linear zunehmenden Belastung für die Sekundärstruktur aus. Je nach Norm resultieren jedoch aufgrund der unterschiedlichen Belegung der höhenabhängigen und der periodenabhängigen Korrekturfaktoren sehr unterschiedliche Grenzwerte für in Dachhöhe bzw. in Bodennähe montierte Bauteile (Abbildung 5.6).



**Abbildung 5.6: Höhenabhängige Skalierung der Bodenbeschleunigung bei verschiedenen linearen Bemessungsansätzen**

Wie im folgenden Kapitel gezeigt wird, sind lineare Bemessungsformeln für nichttragende Bauteile nicht allgemeingültig. Insbesondere sind sie für die Anwendung auf nichttragende Bauteile in eher weichen Tragwerken, wie sie die im Anlagenbau der Chemischen Industrie typischen Stahlrahmenkonstruktionen darstellen, nicht geeignet.

Ansätze, die das tatsächliche Schwingungsverhalten der Tragstruktur zugrunde legen, sind für den genannten Bemessungszweck prinzipiell zweckmäßiger. Die diesen Anforderungen entsprechende Herangehensweise der KTA erfordert aber einen für die Praxis wirtschaftlich nicht zumutbaren Mehraufwand durch die Ermittlung von Etagenspektren und führt teilweise zu weit konservativen Dimensionierungen. Der überschaubarere „modale Ansatz“ des ASCE 7-05 bzw. des FEMA 450 nutzt dagegen seinen prinzipiellen Vorteil nicht konsequent aus, da hier im Bereich von Resonanz mit der zweiten Eigenfrequenz des Tragwerks der dynamische Vergröße-

rungsfaktor  $a_a$  wieder zu 1,0 gesetzt und die tatsächlich auftretende Verstärkung der Etagenbeschleunigungen unterschätzt wird (siehe Abschnitt 6.3).

Die Tatsache, dass die Etagenbeschleunigungen mit der Einbauhöhe nicht unbedingt linear zunehmen, wurde bereits 1998 von Singh et al. erkannt [77]. Er verfasste einen Bemessungsansatz, der für bestimmte Bauwerke die anzusetzende Beschleunigung bereichsweise in Abhängigkeit der Einbauhöhe definiert und damit die Ergebnisse einer Spektralen Analyse annähern soll. Singh verknüpfte aber die Gültigkeit seines Ansatzes mit der Anzahl der vorhandenen Stockwerke [78], [79], was wiederum nicht allgemeingültig für verschiedene Konstruktionsweisen ist und den Kern der Problematik (Bezug zur Gebäudesteifigkeit, siehe Abschnitt 6.1) nicht trifft.

Aufgrund der oben angerissenen und in Abschnitt 6.3 näher erläuterten Defizite wird in Kapitel 6 ein Bemessungsansatz vorgeschlagen, der die Belastungen infolge eines Erdbebens wirklichkeitsnah abbildet, dabei aber zum einen in einem zeitlich und damit wirtschaftlich vertretbaren Rahmen zu realisieren ist und der zum anderen Spielräume für den iterativen Planungsprozess der Gesamtanlage gewährt, also nicht zu viele Input-Parameter erfordert.

### 5.2.3 Ansatz vertikaler Ersatzlasten

Während bei der Bemessung von Tragstrukturen im Allgemeinen auch der Einfluss der vertikalen Bebenkomponente berücksichtigt wird, verfolgen die internationalen Richtlinien bei der Bemessung von nichttragenden Bauteilen hier unterschiedliche Ansätze.

Eurocode 8-Teil 1 [30], DIN 4149 [65] und UBC 97 [48] sehen keine Untersuchung der vertikalen Erdbebeneinwirkung vor. Der ASCE 7-05 [5] übernimmt die Empfehlung des FEMA 450 [19] und fordert den Ansatz einer vertikalen statischen Ersatzlast vom Betrag  $0,2 \cdot S_{DS} \cdot W_p$  am Massenmittelpunkt der Sekundärstruktur. Dies entspricht übertragen auf das elastische Antwortspektrum der DIN 4149  $0,2 \cdot a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot 2,5 \cdot m_a$  und damit einer vergleichsweise geringen maximalen Ersatzkraft von  $0,84 \cdot m_a$  (Erdbebenzone 3, Bedeutungskategorie IV, Bodenkonstellation C-R). Eine Europäische Vornorm zur Bemessung von Befestigungen in Beton [31] schlägt zur Berücksichtigung der vertikalen seismischen Einflüsse in ihrem Anhang E die Anwendung der Bemessungsformel des Eurocode 8 (Gl. (5.10)) unter Verwendung der vertikalen Bemessungsbodenbeschleunigung vor. Eine Berücksichtigung der vertikalen Bebenkomponente ist aber gemäß der Vornorm nur notwendig, wenn die vertikale Bemessungsbodenbeschleunigung für Bodenkategorie A größer ist als die Erdbeschleunigung  $g$ . Für Deutschland ist dies folglich nicht relevant (maximal mögliche Bemessungsbodenbeschleunigung  $a_{vg,max} = \gamma_{I,max} \cdot a_{gR,max} = 1,4 \cdot (0,7 \cdot 0,8) = 0,78 \text{ m/s}^2$ ).

Es kann somit festgehalten werden, dass in Deutschland im Allgemeinen die vertikale Bebenkomponente für die Bemessung nichttragender Bauteile nicht maßgebend ist (siehe auch [12]). Stehende Sekundärstrukturen weisen üblicherweise eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit auf, um zusätzlich zum Eigengewicht vertikale Belastungen aufzunehmen. An Wänden oder Decken hängende Bauteile sind per se schon auf vertikale Belastungen, nämlich das Eigenge-

---

wicht, bemessen und verfügen für gewöhnlich über ausreichende Reserven, um im außergewöhnlichen Lastfall Erdbeben zusätzliche vertikale Lasten abtragen zu können. Aus diesem Grund beschränkt sich das im Folgenden vorgestellte Bemessungskonzept für Sekundärstrukturen im Anlagenbau auf die Berücksichtigung horizontaler Erdbebeneinwirkung.

## 6 Bemessungskonzept für Sekundärstrukturen im Anlagenbau

### 6.1 Grundüberlegung anhand von Etagenspektren

Wenn auch die Erstellung von Etagenantwortspektren zum Zwecke der Bemessung von Sekundärstrukturen im Allgemeinen zu aufwändig ist, so geben Etagenspektren doch wichtigen Aufschluss über das Zusammenspiel zwischen Primär- und Sekundärstruktur. So lässt sich anhand von Etagenspektren der Einfluss der Grundschwingzeit des nichttragenden Bauteils auf seine Amplitude bei dynamischer Anregung erörtern. Daraus wiederum können die zu erwartenden Trägheitskräfte und damit die statischen Ersatzlasten auf die Sekundärstrukturen abgeleitet werden. Weiterhin ermöglichen Etagenspektren eine allgemeine Aussage über die Gültigkeit der im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Bemessungsformeln für nichttragende Bauteile in Industrieanlagen. Diese Punkte werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

Grundsätzlich geben Antwortspektren Aufschluss über den Frequenzgehalt eines Bewegungszeitverlaufs. Sie zeigen die maximal zu erwartende Antwort zahlreicher Einmassenschwinger derselben Dämpfungseigenschaft aber unterschiedlicher Eigenfrequenzen auf eine bestimmte Fußpunktbewegung (Abschnitt 2.3.2). Häufig verwendet und in Normen angegeben sind geglättete Antwortspektren der Baugrundbewegung zur Bemessung von Tragwerken. Etagenantwortspektren, oder kurz Etagenspektren genannt, hingegen zeigen die Antwort von dort „montierten“ Einmassenschwingern auf den Bewegungszeitverlauf der Etage (Abbildung 6.1). Einige Kennwerte vereinfachen das Interpretieren von Etagenspektren.

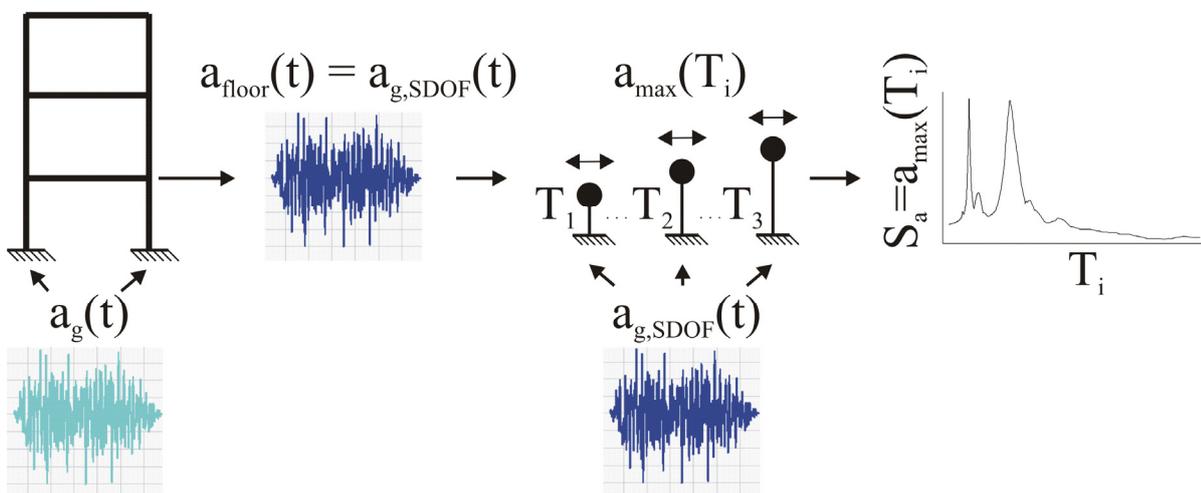
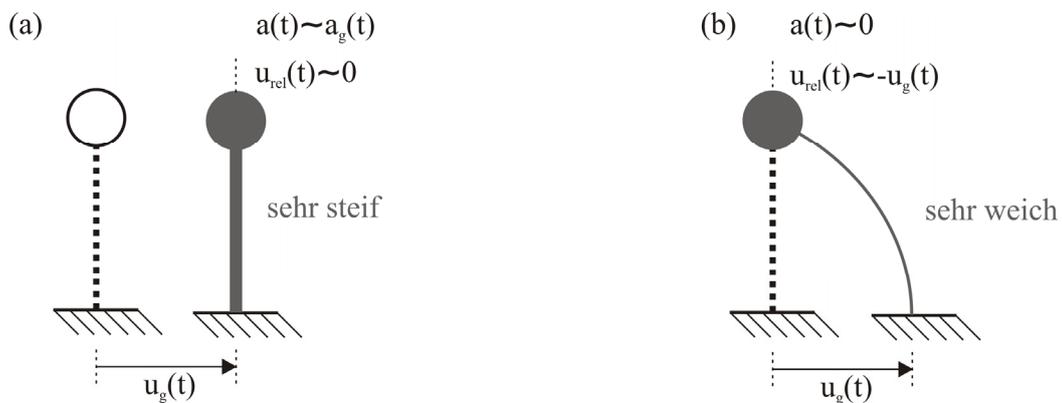


Abbildung 6.1: Schema zur Erzeugung von Etagenspektren

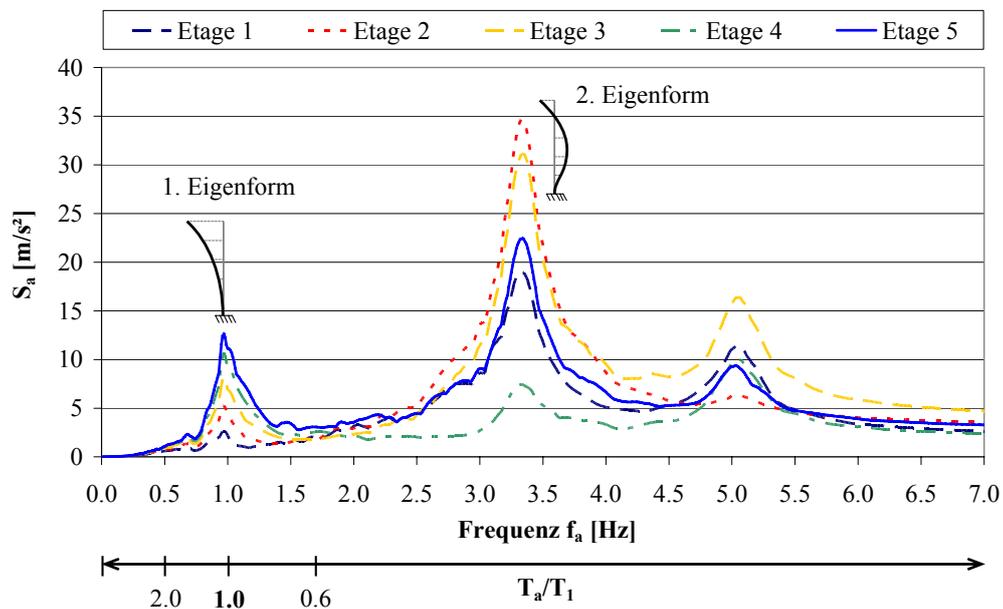
Für sehr steife Einmassenschwinger ( $T_a$  gegen Null bzw.  $f_a$  sehr groß), die sich nahezu starr mit der Etage mitbewegen, entspricht die maximale Beschleunigung in etwa der Fußpunkt- also Etagenbeschleunigung, während die relative Verschiebung gegen Null geht (Abbildung 6.2). Für sehr weiche Einmassenschwinger hingegen ( $T_a$  sehr groß bzw.  $f_a$  gegen Null) geht die Ordinate im Beschleunigungsspektrum gegen Null, während die Ordinate im Verschiebungsspektrum in etwa der maximalen Verschiebung des Fußpunkts entspricht; der Massenmittelpunkt des

Einmassenschwingers „bleibt stehen“, während sich die Etage unter ihm hinwegbewegt. Außerdem finden sich, ähnlich einer Vergrößerungsfunktion, in den Etagenspektren Maxima im Resonanzbereich mit den Eigenfrequenzen der Primärstruktur.

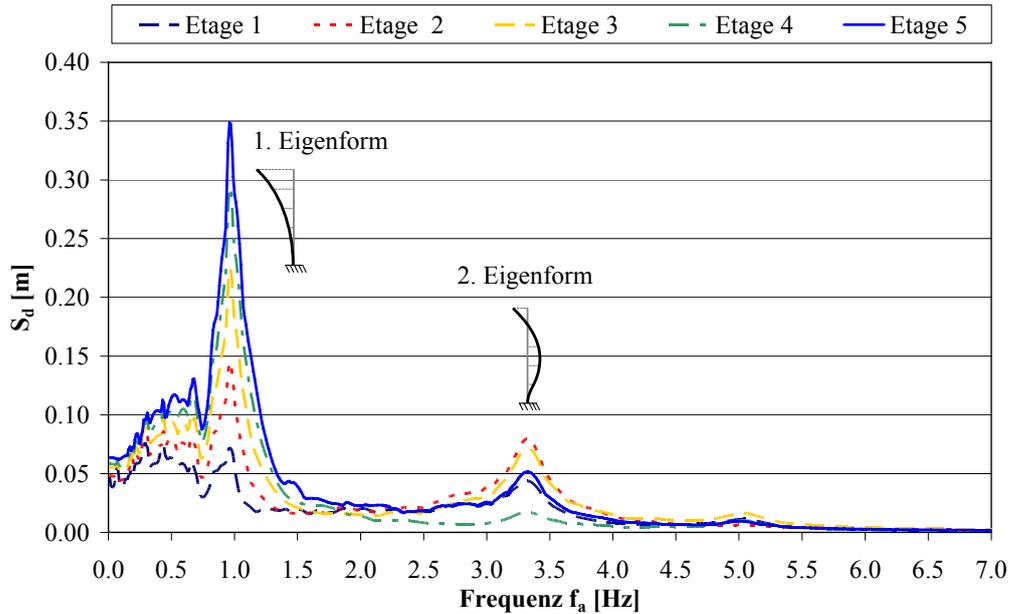


**Abbildung 6.2:** Schematische Darstellung der relativen Verschiebung und der Beschleunigung eines sehr steifen (a) und eines sehr weichen (b) Einmassenschwingers [1]

Zeichnet man nun alle Etagenspektren eines Tragwerks für einen bestimmten Bodenbeschleunigungszeitverlauf in ein Diagramm, lassen sich einige wichtige Informationen über das Tragwerk sowie das Verhalten von darin eingebauten Sekundärstrukturen ablesen.



**Abbildung 6.3:** Etagenantwortspektren aus Parameterstudie nach Abschnitt 6.3; Beispielhafte Antwortspektren der Etagenbeschleunigungen für einen fünfstöckigen Stahlrahmen



**Abbildung 6.4: Etagenantwortspektren aus Parameterstudie nach Abschnitt 6.3;  
Korrespondierende Antwortspektren der relativen Etagenverschiebungen**

Zum einen können an den Eigenfrequenzen des Tragwerks in einem Schnitt durch das Diagramm der Etagenspektren seine Eigenformen qualitativ abgelesen werden, und zwar aus folgendem Hintergrund: Wird ein Tragwerk in einer seiner Eigenfrequenzen angeregt, schwingt es in der korrespondierenden Eigenform. Werden nun Einmassenschwinger mit jeweils derselben Eigenfrequenz  $f_a$  und Dämpfungseigenschaft auf verschiedenen Etagen des diesmal willkürlich angeregten Tragwerks montiert, verstärken sie infolge mehr oder weniger vorhandener Resonanzeffekte die Bewegung ihres Fußpunktes (also die Etagenbewegung) jeweils im selben Maße. Die Relation („Reihenfolge“) der Maximalamplituden der Einmassenschwinger mit Eigenfrequenz  $f_a$  zueinander ist somit qualitativ gleich der Relation der Maximalamplituden der jeweiligen Etagen zueinander, die aufträten, würde das Tragwerk in genau dieser Frequenz  $f_a$  angeregt. Die Relation der Maximalamplituden ist an einem vertikalen Schnitt durch die Etagenspektren bei der Frequenz  $f_a$  ablesbar. In Abbildung 6.3 und Abbildung 6.4 sind beispielhaft die deutlich erkennbare erste und zweite Eigenform skizziert. Dabei ist zu bemerken, dass im Etagenspektrum immer die Absolutwerte der Amplituden aufgetragen sind, so dass die negative Auslenkung der obersten Etage in der zweiten Eigenform mit ihrem Absolutbetrag im mittleren Ordinatenbereich liegt (blaue durchgezogene Linie). Die kleinste Auslenkung findet sich im vorliegenden Fall in Etage 4 (grüne gestrichelte Linie), während bei der ersten Eigenform erwartungsgemäß die erste Etage die geringsten Amplituden aufweist (dunkelblaue gestrichelte Linie).

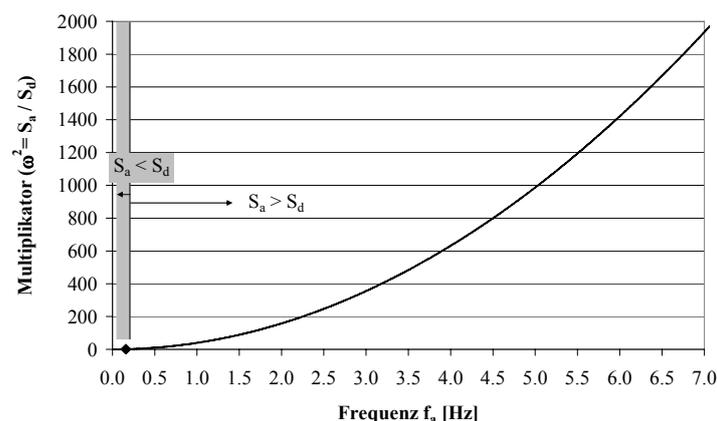
Liegt die Eigenfrequenz des Einmassenschwingers zwischen zwei benachbarten Eigenfrequenzen des Tragwerks, sind seine Maximalamplituden im Allgemeinen geringer als im Resonanzfall. In einem Grenzbereich zwischen den Eigenfrequenzen des Tragwerks „kreuzen“ sich die Etagenspektren (im dargestellten Beispiel im Bereich um 2,0 Hz und im Bereich um 4,5 Hz).

Die qualitative Aussage über die Eigenformen des Tragwerks steckt sowohl in den Verschiebungsantwortspektren, als auch in Beschleunigungsantwortspektren, da die beiden Ordinaten  $S_d$  und  $S_a$  durch die Abszisse der Spektren in Relation stehen (vgl. Gl. (2.6)):

$$S_a \cong S_d \cdot \omega^2 = S_d \cdot (2\pi \cdot f)^2 = S_d \cdot \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \quad (6.1)$$

Mit dem soeben genannten Umrechnungsfaktor  $(2\pi f)^2$  lässt sich ein weiterer Punkt veranschaulichen, der insbesondere für den Anlagenbau interessant ist: Während die maximalen relativen Verschiebungen im Bereich der Resonanz mit der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks zu erwarten sind, können die Maxima im Etagenbeschleunigungsspektrum bei Resonanz mit der zweiten oder der dritten Eigenfrequenz der Primärstruktur am größten sein, wie in Abbildung 6.4 gut zu erkennen ist. Dies ist genau dann der Fall, wenn die erste Eigenfrequenz des Tragwerks relativ niedrig ist ( $f_1 < 2$  Hz). Hier ist im Bereich der ersten Eigenfrequenz (im dargestellten Beispiel  $f_1=1$  Hz) der Umrechnungsfaktor  $(2\pi f)^2$ , der in Abbildung 6.5 über die Frequenz des Einmassenschwingers aufgetragen ist, zu klein, als dass dort aus den hohen Spektralverschiebungen hohe Spektralbeschleunigungen resultieren könnten. Im Bereich der zweiten (im dargestellten Beispiel  $f_2=3,3$  Hz) und (bei sehr weichen Tragwerken) der dritten Eigenfrequenz führt das Verhältnis aus Spektralverschiebung und Multiplikator gerade zu großen Spektralbeschleunigungen. Bei noch höheren Eigenfrequenzen des Einmassenschwingers hingegen tendiert die relative Verschiebung gegen Null, so dass trotz des großen Umrechnungsfaktors keine nennenswerte Verstärkung der Etagenbeschleunigung durch den in diesem Fall sehr steifen Einmassenschwinger auftritt.

Im Fall weicher Tragwerke sind somit beschleunigungssensitive Sekundärstrukturen besonders belastet, wenn ihre Eigenfrequenz mit der zweiten oder ggf. der dritten Eigenfrequenz des Tragwerks übereinstimmt.



**Abbildung 6.5: Faktor zur Umrechnung des Verschiebungsantwortspektrums in das korrespondierende Beschleunigungsantwortspektrum**

Es lässt sich außerdem feststellen, dass die Ordinaten der Etagen-Beschleunigungsspektren, also die Beschleunigungen der Einmassenschwinger, größer sind, je steifer das Tragwerk ist.

## 6.2 Neues Bemessungskonzept

### 6.2.1 Vorbemerkung

Aufgrund der in Abschnitt 6.1 erläuterten Erkenntnisse wird für Sekundärstrukturen ein dreigeteiltes Konzept zur Ermittlung horizontaler statischer Ersatzlasten vorgeschlagen und anhand von in Abschnitt 6.3 beschriebenen Parameterstudien validiert. Als Grenzwert der Gültigkeit der drei Bemessungsformeln wird das in zahlreichen normativen Bemessungsformeln verwendete Periodenverhältnis  $T_a/T_1$  zugrunde gelegt, das bereits in Abbildung 6.3 eingeführt und dargestellt wurde. In Abbildung 6.6 ist die Unterteilung des Bemessungskonzepts veranschaulicht.

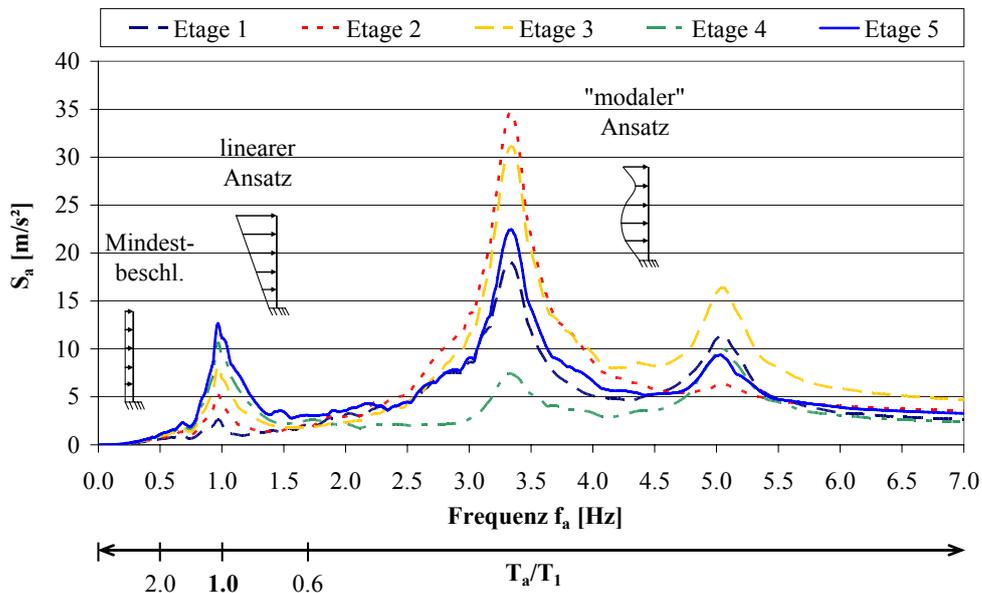


Abbildung 6.6: Veranschaulichung des dreigeteilten Bemessungskonzepts

Die in den Bemessungsformeln verwendeten Skalierungs- und Korrekturfaktoren wurden anhand umfangreicher numerischer Parameterstudien an zweidimensionalen Modellen von Stahlrahmenkonstruktionen mit angenommenem Standort Deutschland kalibriert (vgl. Abschnitt 6.3). Da die Grundüberlegungen anhand von Etagenspektren aber nicht auf bestimmte Konstruktionsweisen und Erdbebenstärken beschränkt sind, ist auch das Bemessungskonzept prinzipiell auf andere Tragstrukturen übertragbar. Allerdings sind in diesem Fall die konstanten Faktoren zu überprüfen und ggf. anzupassen.

## 6.2.2 Bemessungsformeln

### $T_a/T_1 > 2,5$ : Mindestbemessungskraft

Für sehr weiche Sekundärstrukturen – der Grenzwert des Periodenverhältnisses  $T_a/T_1$  liegt hier in etwa bei 2,5 (vgl. Abbildung 6.3) – ist die zu erwartende Bauteilbeschleunigung gering und der Ansatz einer Mindestbemessungskraft ausreichend (Gl. (6.2)). Diese statische Ersatzlast ist überdies als Mindestbemessungskraft für alle Sekundärstrukturen anzusetzen. Sie basiert auf der maximalen Spektralbeschleunigung  $S_{a,max}$ , die dem elastischen (Bodenbeschleunigungs-) Antwortspektrum z.B. der DIN 4149 entnommen werden kann. Als Dämpfung ist dabei die Bauwerksdämpfung anzusetzen (vgl. Tabelle 6.1). Die Reduktion der maximalen Beschleunigungsordinate um 70% entstammt empirischen Untersuchungen, ist mit internationalen Normen abgeglichen [5], [30], [48] und wurde in eigenen Parameterstudien bestätigt (Abschnitt 6.3).

$$F_a = F_{a,min} = m_a \cdot 0,3 \cdot S_{a,max} \cdot \gamma_a \quad \text{für } 2,5 < T_a/T_1 \quad (6.2)$$

mit  $S_{a,max}$  = Plateauwert des elastischen Norm-Antwortspektrums [m/s<sup>2</sup>]

(z.B.  $S_{a,max} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0$  nach DIN 4149 mit  $\gamma_I=1,0$ )

$m_a$  = Masse des nichttragenden Bauteils

$\gamma_a$  = Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils

### $2,5 > T_a/T_1 > 0,6$ : Linearer Ansatz

Für Sekundärstrukturen, deren Eigenfrequenz im Bereich der ersten Eigenfrequenz der Primärstruktur liegt, ist prinzipiell die Annahme von linear über die Einbauhöhe ansteigenden statischen Ersatzlasten korrekt ( $F_a=f(z/H)$ ) und wird daher auch im vorliegenden Bemessungsansatz verfolgt:

$$F_a = m_a \cdot S_{a,max} \cdot \left( 1 + A_{a,linear} \cdot \frac{z}{H} \right) \cdot \frac{1}{A_{1,linear} \cdot T_1} \cdot \gamma_a \quad \text{für } 0,6 < T_a/T_1 < 2,5 \quad (6.3)$$

mit  $A_{a,linear}$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten mit der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks; abhängig vom Periodenverhältnis  $T_a/T_1$  und in Abbildung 6.7 als Funktionsverlauf angegeben

$A_{1,linear}$  = Skalierungsfaktor zur Berücksichtigung der Grundschwingzeit des Tragwerks; für typische Stahlrahmenkonstruktionen im Anlagenbau gilt  $A_{1,linear} = 5,0$

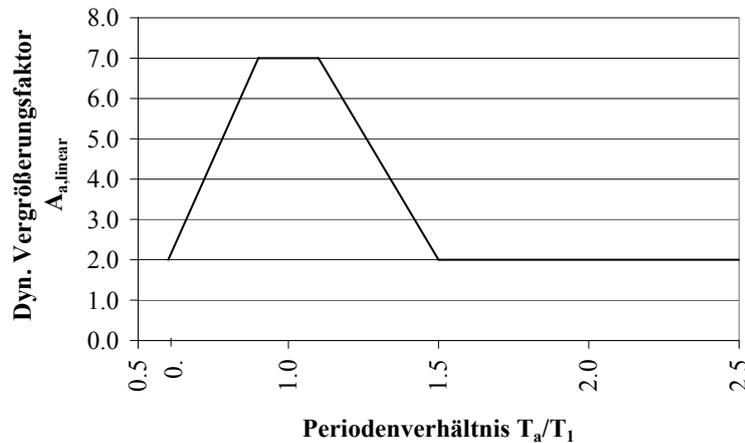
$T_1$  = Grundschwingzeit des Tragwerks

$z$  = Einbauhöhe der Sekundärstruktur über OK Fundament

$H$  = Gesamthöhe des Tragwerks ab OK Fundament

Definition aller weiteren Faktoren: siehe Gleichung (6.2)

In Gleichung (6.3) ist durch den Vergrößerungsfaktor  $A_{a,linear}$  berücksichtigt, dass die Steigung der Funktion vom Periodenverhältnis  $T_a/T_1$  abhängt.  $A_{a,linear}$  ist qualitativ an den Vergrößerungsfaktor der FEMA 450 angelehnt (vgl. Abbildung 5.4) und in Abbildung 6.7 über das Periodenverhältnis  $T_a/T_1$  aufgetragen.



**Abbildung 6.7:** Dynamischer Vergrößerungsfaktor für den linearen Bemessungsansatz

Da die Beschleunigung des Einmassenschwingers, wie oben erwähnt, außerdem von der Grundschwingzeit der Primärstruktur abhängt, wird zusätzlich der Faktor  $1/(A_{1,linear} \cdot T_1)$  mit  $A_{1,linear} = \text{konstant}$  eingeführt.

Der Grenzwert für die Gültigkeit des linearen Bemessungsansatzes liegt bei derjenigen Eigenfrequenz der Sekundärstruktur, die im Etagenspektrum zum Minimum zwischen erster und zweiter Eigenfrequenz der Primärstruktur korrespondiert – hier „kreuzen“ sich die Etagenspektren. Da, wie oben erläutert, bei weichen Tragwerken die Maxima der einzelnen Etagenspektren bei Resonanz mit der zweiten Eigenfrequenz des Tragwerks im Allgemeinen größer sind als bei Resonanz mit der ersten Eigenfrequenz, liegt das Minimum und damit die gesuchte Grenzfrequenz etwas näher an der ersten Eigenfrequenz und es gilt  $f_a < (f_1 + f_2)/2$  (vgl. Abbildung 6.6). Für typische Stahlrahmenkonstruktionen im Anlagenbau ist die Abschätzung dieses Grenzwertes mit  $T_a/T_1 = 0,6$  ausreichend genau.

### **0,6 > $T_a/T_1$ : „Modaler“ Ansatz**

Liegt die Eigenfrequenz der Sekundärstruktur deutlich oberhalb der ersten Eigenfrequenz der Primärstruktur, kann der Ansatz einer linearen Zunahme der Beschleunigungen über die Bauwerkshöhe die Realität nicht korrekt abbilden. Hier ist für eine wirtschaftliche und gleichzeitig auf der sicheren Seite liegende Bemessung ein Ansatz auf Grundlage einer vorangehenden Spektralanalyse des Tragwerks unumgänglich. Auf diese Vorberechnung sei der Vollständigkeit halber an dieser Stelle kurz eingegangen:

Zunächst sind für das Tragwerk die Eigenperioden  $T_j$ , die auf die Massenmatrix normierten Eigenvektoren  $\Phi_j$ , sowie die Partizipationsfaktoren  $\Gamma_j$  zu ermitteln. Dabei wird  $\Gamma_j$  nach Glei-

chung (6.4) berechnet [59] und ist wegen des auf die Massenmatrix normierten Eigenvektors gleich dem Quadrat der effektiven modalen Masse der betrachteten Eigenschwingung.

$$\Gamma_j = \Phi_j^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{r}_j \quad (6.4)$$

mit  $\Gamma_j$  = Partizipationsfaktor der Eigenschwingung  $j$   
 $\Phi_j$  = auf die Massenmatrix normierter Eigenvektor der Eigenschwingung  $j$   
 $\mathbf{M}$  = Massenmatrix des Systems  
 $\mathbf{r}_j$  = Vektor, der die Verschiebungen in den wesentlichen Freiheitsgraden mit der Fußpunktverschiebung in Anregungsrichtung in Verbindung setzt

Werden nun analog zum in Abschnitt 3.1.1 erläuterten Antwortspektrenverfahren aus dem elastischen Antwortspektrum für den Bauwerksstandort für alle relevanten Eigenschwingungen die zu  $T_i$  korrespondierenden Spektralordinaten  $S_{a,j}$  abgegriffen, können die Vektoren  $\mathbf{a}_j$  der in den einzelnen Modalformen zu erwartenden Etagenbeschleunigungen über Gleichung (6.5) berechnet werden.

$$\mathbf{a}_j = S_{a,j} \cdot \Gamma_j \cdot \Phi_j \quad (6.5)$$

mit  $\mathbf{a}_j$  = Vektor der Etagenbeschleunigungen  
 $S_{a,j} = S_{a,j}(T_j, \xi_j)$  = Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums für die Bauwerksperiode  $T_j$  und die entsprechende Dämpfung  $\xi_j$   
 $\Gamma_j$  = Partizipationsfaktor der Eigenschwingung  $j$  nach Gleichung (6.4)  
 $\Phi_j$  = auf die Massenmatrix normierter Eigenvektor der Eigenschwingung  $j$

Mittels geeigneter Überlagerungsregeln (vgl. Abschnitt 3.1.1.1), lassen sich daraus die maximalen Etagenbeschleunigungen  $a_i$  berechnen. Eine Überlagerung ist hier zulässig, da die modalen Ergebnisse aus Berechnungen am linear-elastischen Tragwerksmodell resultieren.

Diese Etagenbeschleunigungen werden dann im Rahmen des eigentlichen Bemessungsansatzes mittels eines dynamischen Vergrößerungsfaktors auf die zu erwartenden Apparatsbeschleunigungen skaliert. Die gesuchte statische Ersatzlast für Systemkombinationen im Periodenbereich  $T_a/T_1 < 0,6$  ergibt sich demnach als Produkt aus Bauteilmasse  $m_a$ , Etagenbeschleunigung  $a_i$ , dynamischem Vergrößerungsfaktor  $A_{a,modal}$  und Bedeutungsbeiwert des Bauteils  $\gamma_a$ :

$$F_a = m_a \cdot a_i \cdot \gamma_a \cdot A_{a,modal} \quad \text{für } T_a/T_1 < 0,6 \quad (6.6)$$

mit  $a_i$  = Beschleunigung der Etage  $i$  als Standort der Sekundärstruktur;  
 ermittelt anhand einer der Bemessung vorangehenden Spektralen Analyse des Tragwerks  
 $A_{a,modal}$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten mit höheren Eigenfrequenzen des Tragwerks;  
 für typische Stahlrahmenkonstruktionen im Anlagenbau gilt  $A_{a,modal} = 2,5$   
 Definition aller weiteren Faktoren: siehe Gleichung (6.2)

Die Annahme eines über den gesamten Periodenbereich  $T_a/T_1 < 0,6$  konstanten dynamischen Vergrößerungsfaktors  $A_{a,modal} = 2,5$  deckt Resonanzeffekte mit der zweiten und höheren Eigenfrequenzen des Tragwerks ab. In Vergleich mit der Funktion des dynamischen Vergrößerungsfaktors  $a_a$  der FEMA 450 [20], der in Abbildung 5.4 grafisch wiedergegeben wurde, entspricht  $A_{a,modal}$  dem Plateauwert für  $a_a$  für Resonanz mit der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks. Die Tatsache, dass sehr steife Bauteile (in amerikanischen Normen wird die Grenze hierfür bei  $T_a = 0,06$  s ( $f_a = 16$  Hz) gesetzt) die Bewegung der Etage nicht verstärken und  $A_{a,modal}$  in diesem Fall zu 1,0 angenommen werden kann, wird nicht abgebildet, da die Bestimmung der sehr kleinen Periodenverhältnisse mit großen Unsicherheiten behaftet ist. Für typische sehr steife Sekundärstrukturen im Anlagenbau kann jedoch  $A_{a,modal}$  tabelliert werden, so dass eine Reduktion des Faktors auf 1,0 in der Praxis möglich ist.

Eine weitere Unterteilung des Bemessungsvorschlags zur Berücksichtigung der dritten Eigenform des Tragwerks ist nicht erforderlich, da die Beschleunigungsamplituden der Etagen für typische Stahlrahmenkonstruktionen im Anlagenbau bei Anregung in der dritten und höherer Eigenfrequenzen maximal so groß sind wie bei Anregung in der zweiten Eigenfrequenz (vgl. Abschnitt 6.1).

### Alle Bereiche: Maximallast

Für alle Bereiche wird eine Maximalgrenze für statische Ersatzlasten von

$$F_{a,max} = m_a \cdot 1,6 \cdot S_{a,max} \cdot \gamma_a \quad (6.7)$$

Definition aller Faktoren: siehe Gleichung (6.2)

vorgeschlagen, die auch zur überschlägigen Vorbemessung dienen kann, wenn in einem frühen Planungsstadium noch keine genauen Informationen über die Grundswingzeiten von Sekundär- oder Primärstruktur vorliegen. Der Faktor  $1,6 \cdot S_{a,max}$  als 1,6-facher Plateauwert des elastischen Antwortspektrums reiht sich in die Größenordnung der Maximalgrenzen der in Abschnitt 5.2 vorgestellten internationalen Bemessungsformeln ein ([5], [30], [37], [48], [65]). Bei der DIN 4149 und dem EC 8 ist dabei eine maximal anzusetzende statische Ersatzlast nicht explizit angegeben, sie ergibt sich aber bei Ansatz der ungünstigsten Bauteilkonfiguration (Einbauhöhe  $z =$  Gebäudehöhe  $H$  und Resonanz der Sekundärstruktur mit der ersten Eigenfrequenz des Bauwerks, also  $T_a = T_1$ ).

### 6.2.3 Dämpfung und nichtlineares Materialverhalten der Primär- und der Sekundärstruktur

Der vorgestellte Bemessungsvorschlag für Sekundärstrukturen basiert auf der Annahme, dass sich das Tragwerk im Erdbebenfall linear-elastisch verhält. Dies ist, wie unter anderem Adam [1], [2] gezeigt hat, für die Bemessung von Sekundärstrukturen ein konservativer Ansatz. Er wird jedoch auf der sicheren Seite liegend gewählt, weil eine Quantifizierung des Einflusses nichtlinearen Materialverhaltens der Primärstruktur auf die Antwort der Sekundärstruktur stark von den lokalen Gegebenheiten abhängt (verwendeter Baustoff, konstruktive Durchbildungen,

etc.) und zum aktuellen Zeitpunkt nicht in zufrieden stellender Weise allgemeingültig formuliert werden kann.

Im elastischen Verformungsbereich des Tragwerks beeinflusst viskose Dämpfung die Beanspruchung der Sekundärstruktur. Im Anlagenbau kann dieser Einfluss stark variieren, da je nach Konstruktionsweise und Querschnittsausnutzung Dämpfungsmaße vorliegen können, die deutlich nach oben oder nach unten von den im üblichen Hochbau typischen Werten abweichen. Daher wird zur Berücksichtigung der tatsächlichen Bauwerksdämpfung den oben vorgestellten Berechnungen der statischen Ersatzlast das angemessen gedämpfte elastische (Norm-) Antwortspektrum zugrunde gelegt. Entsprechende Werte viskoser Dämpfung für die seismische Auslegung von Bauwerken können der einschlägigen Literatur (z.B. [58], [68]) entnommen werden und sind auszugsweise in Tabelle 6.1 für im Anlagenbau typische Konstruktionsweisen aufgelistet.

**Tabelle 6.1: Typische Werte der viskosen Bauwerksdämpfung für verschiedene Konstruktionsweisen [29]**

Querschnittsausnutzung	Konstruktionsweise	Prozentsatz kritischer Dämpfung
Ausnutzung unterhalb $\frac{1}{2}$ Fließspannung	- Geschweißte Stahlkonstruktion - Spannbeton - stark bewehrter Stahlbeton	2-3 %
	- Stahlbeton mit ausgeprägter Rissbildung	3-5 %
	- Geschraubte oder genietete Stahlkonstruktion	5-7 %
Ausnutzung bis zur Fließspannung	- Geschweißte Stahlkonstruktion - Spannbeton	5-7 %
	- Stahlbeton	7-10 %
	- Geschraubte oder genietete Stahlkonstruktion	10-15 %

Sehr viel mehr als durch Energiedissipation in der Primärstruktur wird das Schwingungsverhalten von Sekundärstrukturen durch Dämpfung und nichtlineares Materialverhalten in der Aufständigung bzw. Befestigung des nichttragenden Bauteils selbst beeinflusst. Insbesondere lassen sich durch sinnvolle konstruktive Ausbildung der Unterkonstruktion oder, in kritischen Fällen, durch den Einbau visko-elastischer Dämpfer die Maximalamplituden der Sekundärstrukturen im elastischen Verformungsbereich effektiv verringern. Ebenso bieten redundante Aufständigungen und Befestigungen die Möglichkeit, durch lokales Plastifizieren z.B. von aussteifenden Diagonalen ein Gesamtversagen der Unterkonstruktion und damit der Sekundärstruktur bei stärkeren seismischen Belastungen zu verhindern.

Diese Reduktion der zu erwartenden Belastungen auf die Sekundärstruktur kann in der Bemessung prinzipiell über eine Division der oben vorgeschlagenen statischen Ersatzlast durch einen

Reduktionsfaktor berücksichtigt werden. In zahlreichen normativen Vorschlägen zur Bemessung von nichttragenden Bauteilen [5], [30], [37], [48], [65] entspricht dieser Reduktionsfaktor einem Verhaltensbeiwert des Bauteils ( $R_p$  in amerikanischen Normen,  $q_a$  in europäischen Normen), der für verschiedene Konstruktionen tabelliert ist und von 1,0 bis 12,0 reichen kann. Die Bandbreite dieser Zuordnungen zeigt das Potential, das in der konstruktiven Ausgestaltung liegt. Sie zeigt aber auch, wie sensibel der Wert der statischen Ersatzlast von einem in der Praxis recht schwierig festzulegendem Verhaltensbeiwert abhängt (vgl. Abschnitt 3.1.1.1). Da des Weiteren Konstruktionen von Sekundärstrukturen im Anlagenbau nur bedingt mit denen im üblichen Hochbau (für die die benannten Tabellen ausgelegt sind) vergleichbar sind, wird im obigen Bemessungsvorschlag die Energiedissipation der Sekundärstrukturen selbst zunächst vernachlässigt - wohl wissend, dass diese äußerst konservative Annahme den wirtschaftlichen Gewinn durch den vorgeschlagenen genaueren Bemessungsansatz unter Umständen stark mindert. Im Rahmen zukünftiger Arbeiten kann und soll der Einfluss der Energiedissipation speziell für Sekundärstrukturen im Anlagenbau näher untersucht und für den Gebrauch eines effektiven Reduktionsfaktors quantifiziert werden.

### 6.3 Validierung des Bemessungskonzepts anhand numerischer Parameterstudien

Zur Validierung des in Abschnitt 6.2 vorgestellten neuen Bemessungskonzepts wurden unter Zuhilfenahme der FE-Software ANSYS [98] mehrere Parameterstudien an zweidimensionalen Modellen einer beispielhaften fünfstöckigen Stahlrahmenkonstruktion durchgeführt, in denen die relevanten Parameter „Grundschwingzeit der Primärstruktur“, „Grundschwingzeit der Sekundärstruktur“, „Massenverteilung innerhalb der Primärstruktur“ und „Massenanteil der Sekundärstruktur“ variiert wurden. Auf jeder Etage wurde jeweils ein nichttragendes Bauteil als Einmassenschwinger mit der Masse  $m_a$  und der Grundschwingzeit  $T_a$  idealisiert (Abbildung 6.8).

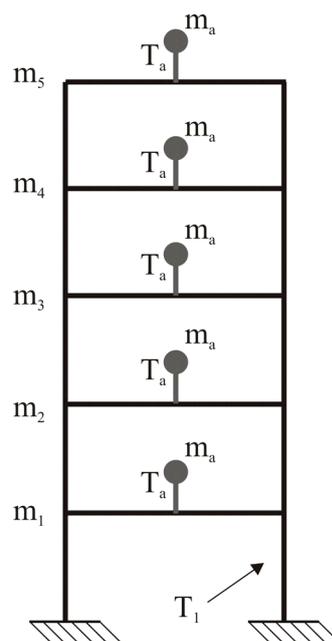


Abbildung 6.8: Numerisches Modell für Zeitverlaufberechnungen

Die im Erdbebenfall zu erwartende maximale Beschleunigung des nichttragenden Bauteils wurde durch zahlreiche linear-elastische Zeitverlaufsberechnungen ermittelt. Multipliziert mit der Bauteilmasse stellt dieser Wert den Referenzwert für die gemäß verschiedenen Bemessungsformeln errechneten statischen Ersatzlasten dar.

$$F_a = m_a \cdot \bar{a}_{a,\max} \quad (6.8)$$

mit  $F_a$  = Referenzwert für die statischen Ersatzlasten

$m_a$  = Masse des nichttragenden Bauteils

$\bar{a}_{a,\max}$  = Mittelwert der maximalen Beschleunigung des nichttragenden

Bauteils aus verschiedenen Zeitverlaufsberechnungen

### 6.3.1 Systemmodellierung

Die den Studien zugrunde gelegten Tragwerksmodelle unterscheiden sich in den Dimensionen der Stützen- und Riegelquerschnitte sowie in der Verteilung der Etagenmassen über die Bauwerkshöhe. Das Eigengewicht der Stahlrahmenkonstruktion wurde über eine den Stützen und Riegeln zugewiesene Materialdichte eingebunden. Angenommene Verkehrslasten und Lasten aus anschließenden Bühnenflächen wurden als Punktmassen gleichmäßig über die Riegel verteilt.

Trotz der zweidimensionalen Systemmodellierung wurde für Stützen und Riegel ein dreidimensionales quadratisches Balkenelement gewählt, um flexibel für Modellerweiterungen zu sein. Analog wurden auch die Punktmassen als dreidimensionale Massenelemente abgebildet. Die damit verbundene Erhöhung der Rechenzeit wurde in Kauf genommen. Diagonalen, die bei Systemkonfigurationen mit geringer Grundschiwingzeit des Tragwerks verwendet wurden, wurden als eindimensionale Zug-Druck-Elemente modelliert. Die Balkenquerschnitte wurden jeweils benutzerdefiniert als HEB bzw. HEA-Träger zugewiesen.

Da, wie in Abschnitt 6.2.3 erläutert, Energiedissipation im nichtlinearen Verformungsbereich des Tragwerks zunächst im Bemessungsansatz für Sekundärstrukturen unberücksichtigt bleiben soll, wurde allen Rechnungen linear-elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt.

Für die idealisierten Sekundärstrukturen wurde die Unterkonstruktion als Balkenelement mit quadratischem Querschnitt und einer Aufständerungshöhe von  $L=1,5$  m abgebildet. Die Querschnittsbreite  $b$  ergab sich bei geforderter Grundschiwingzeit  $T_a$  aus

$$\omega_a = \sqrt{\frac{k_a}{m_a}} = \frac{2\pi}{T_a} \quad \text{und} \quad k_a = \frac{3 \cdot EI}{L^3} = \frac{3 \cdot E}{L^3} \cdot \frac{b^4}{12} \quad \text{zu}$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{16 \cdot \pi^2 \cdot L^3 \cdot m_a}{E \cdot T_a^2}} \quad (6.9)$$

An jeder Tragwerk-Komponenten-Konfiguration wurden fünf elastische Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt, deren Eingangszeitverläufe (Fußpunktbeschleunigung am Tragwerk) jeweils demselben Normspektrum der DIN 4149 kompatibel waren.

Auf die in den einzelnen Studien variierten Parameter wird im Folgenden detaillierter eingegangen.

### Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses

Ziel der ersten Parameterstudie war die Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses zwischen Primär- und Sekundärstruktur auf die zu erwartende Etagen- und Komponentenbeschleunigungen. Dazu wurden individuell die Grundswingzeit des Tragwerks und die Eigenperiode der Sekundärstruktur variiert. Beim Tragwerk wurden zu diesem Zweck die Stützen- und Riegelquerschnitte angepasst und ggf. die Stockwerkshöhen und –breiten verändert. Für die Tragwerkskonfiguration mit Grundfrequenzen größer gleich 1,5 Hz wurden zusätzlich aussteifende Diagonalen vorgesehen. Die Etagenmassen wurden ungleichmäßig über die Höhe verteilt, wobei die Massenverteilung aber für alle Systemkonfigurationen gleich blieb. Eine Zusammenstellung der Parametervariation des Tragwerks findet sich in Tabelle 6.2.

**Tabelle 6.2: Variation der Tragwerks-Parameter in Studie 1**

	weich → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → steif					
	TW30	TW31	TW32	TW33	TW34	TW35
$T_1$	3,3 s	2,0 s	1,33 s	1,0 s	0,67 s	0,5 s
$f_1$	0,3 Hz	0,5 Hz	0,75 Hz	1,0 Hz	1,5 Hz	2,0 Hz
Stockwerks- höhe	6,0 m	6,0 m	5,0 m	4,0 m	4,0 m	3,0 m
Stockwerks- breite	7,0 m	7,0 m	7,0 m	6,0 m	5,0 m	4,5 m
Stützen- querschnitt <sup>2</sup>	HEB 400	HEB 700	HEB 700 HEB 600	HEB 700 HEB 600	HEB 800 HEB 700	HEB 700
Riegel- querschnitt <sup>3</sup>	HEA 550 HEA 400	HEB 500	HEB 700	HEB 700	HEB 600	HEB 600
Diagonalen <sup>4</sup>	keine	keine	keine	keine	HEA 200	HEA 220
Verteilte Etagenmassen	Für alle Tragwerke gleich: 112,5 t – 54,0 t – 54,5 t – 54,0 t – 112,5 t					

<sup>2</sup> Bei Tragwerken 32 und 33 liegt der Querschnittswechsel in Etage 2, bei Tragwerk 34 in Etage 3

<sup>3</sup> Bei Tragwerk 30 liegt der stärkere Querschnitt in Etagen 1 und 5

<sup>4</sup> Bei Tragwerken 34 und 35 ist in jeder Etage eine Diagonale von Stütze zu Stütze modelliert, und zwar so, dass die Zug- bzw. Druckkräfte direkt in die darunter liegende Diagonale weitergeleitet werden; die Diagonalen benachbarter Etagen sind also jeweils entgegengerichtet.

Während die Massen der einzelnen Etagen innerhalb einer Systemkonfiguration unterschiedlich waren, hatten die auf jeder Etage vorgesehenen Einmassenschwinger identische Eigenschaften (Tabelle 6.3), um vergleichbare Ergebnisse der zu erwartenden Trägheitskraft zu erhalten.

**Tabelle 6.3: Variation der Komponenten-Parameter in Studie 1 und 2**

	weich → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → ... → steif				
	Ap20	Ap21	Ap22	Ap23	Ap24
$T_a$	2,0 s	1,0 s	0,67 s	0,5 s	0,33 s
$f_a$	0,5 Hz	1,0 Hz	1,5 Hz	2,0 Hz	3 Hz
Komponentenmasse $m_a$	Für alle Konfigurationen gleich: je 2,5 t				

Aus der Kombination aller Tragwerks- und Komponentenmodelle ergaben sich 30 Systemkonfigurationen mit Periodenverhältnissen von  $T_a/T_1=0,1$  bis  $T_a/T_1=4,0$ , an denen die in Abschnitt 6.3.2 erläuterten Berechnungen durchgeführt wurden.

### Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses der Verteilung der Etagenmassen

Weitere 20 Systemkonfigurationen ergaben sich in gleicher Weise bei Annahme gleichmäßig verteilter Etagenmassen (77,5 t je Etage; Gesamtmasse des Tragwerks identisch der Gesamtmasse aus Parameterstudie 1) und Periodenverhältnissen von  $T_a/T_1=0,1$  bis  $T_a/T_1=2,0$ . Mit dieser Parameterstudie sollte der Einfluss beziffert werden, den unregelmäßige Etagenmassen auf das Schwingverhalten des Tragwerks und die Maximalbeschleunigung der Sekundärstrukturen haben.

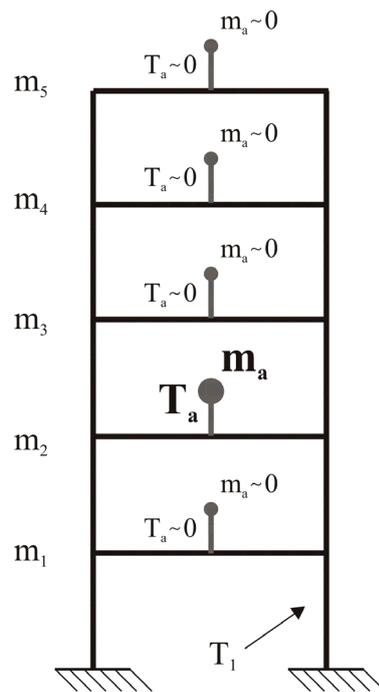
### Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses der Bauteilmasse

Für drei „kritische“ Periodenverhältnisse (Resonanz der Sekundärstruktur mit der 1. Eigenfrequenz des Tragwerks, Resonanz mit der 2. Eigenfrequenz des Tragwerks, und Komponentenfrequenz im Grenzbereich zwischen 1. und 2. Eigenfrequenz des Tragwerks) wurde in einer dritten Parameterstudie der Einfluss der Komponentenmasse auf das Schwingverhalten der Primärstruktur sowie auf die Maximalbeschleunigungen der Sekundärstruktur selbst untersucht.

Grundlage war dabei ein Tragwerksmodell mit einer Grundswingzeit von  $T_1=1,0$  s ( $T_2=0,3$  s) und, analog zu Parameterstudie 1, ungleichmäßig verteilten Stockwerksmassen. Da die zweite Etage in den vorangegangenen Studien als die für den Bemessungsfall bei weichen Tragwerken ungünstigste Einbauhöhe identifiziert worden war, wurde hier die Komponentenmasse zwischen 5 % und 74 % der Etagenmasse variiert (Tabelle 6.4). Die verteilte Etagenmasse der Etage 2 wurde dabei so angeglichen, dass die Gesamtmasse aus Etage und Einmassenschwinger bei den verschiedenen Modellkonfigurationen jeweils gleich blieb. Die Bauteilmassen auf den anderen Etagen wurden zu Null gesetzt, um dortige Interaktionen auszuschließen. Daraus resultierten weitere 18 Systemkonfigurationen.

**Tabelle 6.4: Variation der Komponenten-Parameter in Studie 3**

$T_a$ $f_a$	1,0 s 1,0 Hz (Resonanz mit $T_1$ )		0,46 s 2,17 Hz		0,3 s 3,33 Hz (Resonanz mit $T_2$ )	
$\Rightarrow T_a/T_1$	1,0		0,46		0,3	
Komponenten- masse	2,5 t	5,0 t	10,0 t	20,0 t	30,0 t	40,0 t
= Prozent der Etagenmasse	5 %	9 %	19 %	37 %	56 %	74 %
Gesamt- Etagenmassen	Für alle Tragwerke gleich: 112,5 t – 54,0 t – 54,5 t – 54,0 t – 112,5 t					



**Abbildung 6.9: Numerisches Modell für Zeitverlaufsberechnungen in Parameterstudie 3**

### 6.3.2 Numerische Berechnungen

#### 6.3.2.1 Zeitverlaufsberechnungen

Zur Ermittlung der real zu erwartenden Trägheitskräfte auf die Sekundärstrukturen und damit des Vergleichswertes für die mittels Bemessungsformeln berechneten statischen Ersatzlasten wurden, wie bereits oben erwähnt, die nichttragenden Komponenten konkret in das Tragwerksmodell integriert (Abbildung 6.8) und die Komponentenbeschleunigungen am

Massenmittelpunkt der Sekundärstruktur abgegriffen. Die resultierende maximale Komponentenbeschleunigung  $a_{a,max}$  eines Zeitverlaufs wurde über alle fünf Zeitverläufe zu  $\bar{a}_{a,max}$  gemittelt. Multipliziert mit der Komponentenmasse  $m_a$  ergab sich so die maximal zu erwartende seismisch induzierte Trägheitskraft, die als Referenzwert für die aus Bemessungsformeln gewonnenen statischen Ersatzlasten herangezogen wurde (Gleichung (6.8)).

Die verwendeten Zeitverläufe wurden mittels am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik vorliegender FORTRAN-Routinen [99] aus dem elastischen Antwortspektrum der DIN 4149 mit den Randparametern  $\gamma_i=1,0$ , Bodenverhältnis C-R, Erdbebenzone 3 und Dämpfung=2,5% erzeugt, einer linearen Basislinienkorrektur unterzogen und im Modell als Fußpunktbeschleunigung angesetzt. Zur Gewährleistung statistischer Verwertbarkeit der Berechnungsergebnisse wurden je Systemkonfiguration fünf Zeitverlaufsberechnungen mit unterschiedlichen aber jeweils spektrumkompatiblen Zeitverläufen durchgeführt.

### 6.3.2.2 Spektrale Analyse

Zur Bestimmung der statischen Ersatzlasten im „modalen Bemessungsansatz“ (Gleichung (6.6), und modaler Ansatz des ASCE 7-05 [5]) wurde die Spektrale Analyse an einem weiter idealisierten Modell durchgeführt, bei dem die nichttragenden Bauteile lediglich als Punktmassen in Etagenebene abgebildet wurden (Abbildung 6.10). Dadurch konnte eine Beeinflussung der Tragwerksschwingungen durch Resonanzeffekte ausgeschlossen und genau diese Effekte durch den Vergleich mit Zeitverlaufsberechnungen beziffert werden.

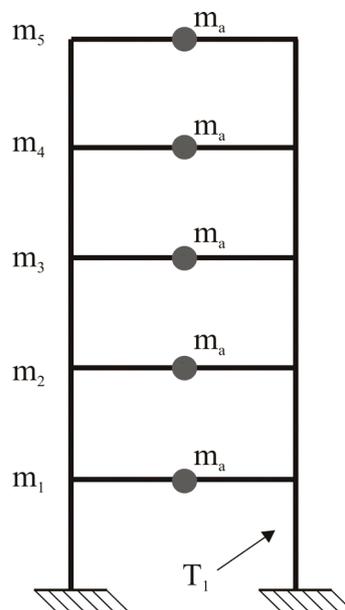


Abbildung 6.10: Numerisches Modell für Spektrale Analysen und Etagenspektren

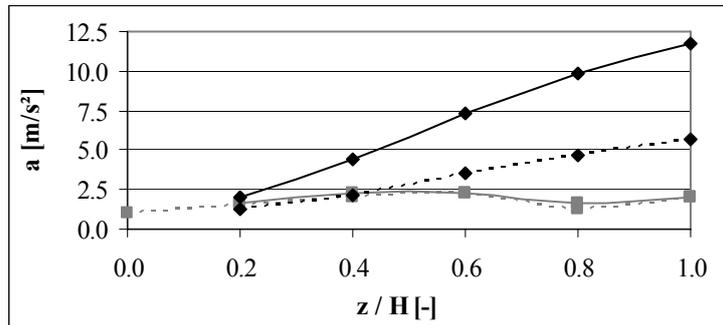
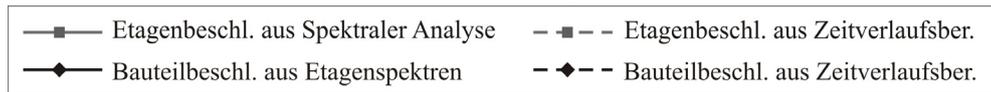
Der Spektralen Analyse wurde dasselbe elastische Normantwortspektrum zugrunde gelegt, zu dem die Zeitverläufe aus den Zeitverlaufsberechnungen kompatibel waren. Die resultierenden modalen Etagenbeschleunigungen wurden mit Hilfe der SRSS-Regel überlagert, was aufgrund des ausreichenden Abstands der Tragwerks-Eigenfrequenzen im vorliegenden Fall hinreichend genau ist.

Des Weiteren wurden an den vereinfachten Tragwerksmodellen wiederum fünf Zeitverlaufsberechnungen je Systemkonfiguration durchgeführt, um aus den resultierenden Etagenbeschleunigungszeitverläufen Etagenspektren zu generieren (vgl. schematische Darstellung in Abbildung 6.1). Diese Etagenspektren wurden benötigt, um die Beschleunigungsordinaten für die Bemessungsformel der KTA 2201.4 (Gleichung (5.1)) (Verwendung von  $S_a(f > f_a)$ ) bzw. für die Etagenspektren-Methode (Verwendung von  $S_a(f = f_a)$ ) bestimmen zu können. Die entsprechenden Ordinaten der fünf Etagenspektren wurden ausgelesen und zur resultierenden Spektralbeschleunigung der entsprechenden Etage gemittelt.

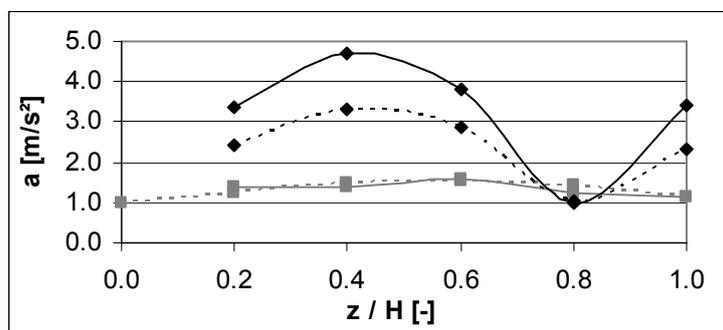
### 6.3.3 Ergebnisse: Bestätigung der Grundüberlegung aus Abschnitt 6.1

Betrachtet man zunächst lediglich die Beschleunigungen der Etagen (ermittelt aus Zeitverlaufsberechnungen am differenzierten Modell nach Abbildung 6.8 bzw. aus einer Spektralen Analyse des idealisierten Modells nach Abbildung 6.10) zusammen mit den Beschleunigungen der nichttragenden Bauteile (ebenfalls ermittelt aus Zeitverlaufsberechnungen am differenzierten Modell bzw. aus der Etagenspektren-Methode am idealisierten Modell), so lassen sich die in Abschnitt 6.1 getroffenen Grundüberlegungen zur Interpretation von Etagenspektren bestätigen. In Abbildung 6.11 sind dazu Berechnungsergebnisse dargestellt, die für verschiedene Periodenverhältnisse  $T_a/T_1$  repräsentativ sind. Die vollständigen Ergebnisdiagramme finden sich in Anhang A.1.

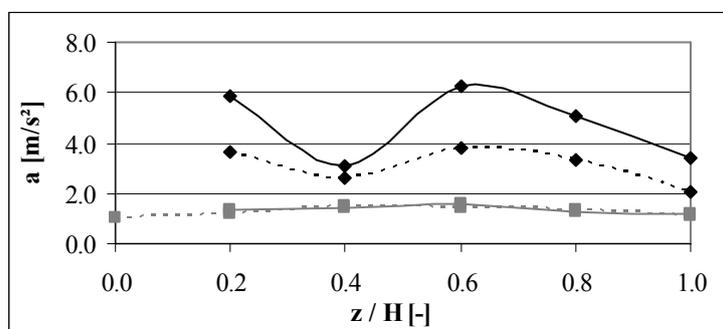
Liegt die Eigenfrequenz des nichttragenden Bauteils im Bereich der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks, so nimmt der Beschleunigungsverlauf der nichttragenden Bauteile über die Einbauhöhe aufgetragen in etwa die erste Eigenform des Tragwerks an (kein Wendepunkt im Beschleunigungsverlauf; Abbildung 6.11 a; schwarze Datenreihen). Liegt sie im Bereich der zweiten Eigenfrequenz des Tragwerks, entspricht der Beschleunigungsverlauf in etwa der zweiten Eigenform des Tragwerks (ein Wendepunkt; Abbildung 6.11 b). Im Bereich der dritten Eigenfrequenz des Tragwerks bildet die Form der Bauteilbeschleunigungen die dritte Eigenform des Tragwerks nach (zwei Wendepunkte; Abbildung 6.11 c). Dabei sei noch einmal darauf hingewiesen, dass für die aufgetragenen Beschleunigungen jeweils die Absolutbeträge maßgebend sind – die „Nulldurchgänge“ bzw. die „negativen Verschiebungsanteile“ bei der zweiten und dritten Eigenform finden sich in den Diagrammen „gespiegelt“ im positiven Bereich wieder. Für sehr weiche nichttragende Einbauten ist die Belastung durch Beschleunigungen sehr gering und über die Einbauhöhe nahezu konstant (Abbildung 6.11 d). Die größten Bauteilbeschleunigungen treten freilich auf, wenn tatsächlich Resonanz zwischen der Eigenfrequenz der Sekundärstruktur und einer der Eigenfrequenzen der Primärstruktur vorliegt (vgl. auch Diagramme der Etagenbeschleunigungsspektren in Abbildung 6.3 und Abbildung 6.4), die soeben beschriebenen qualitativen Formen der Beschleunigungsverläufe finden sich aber auch bei Periodenverhältnissen ohne Resonanzinfluss (vgl. Gesamtzusammenstellung der Ergebnisdiagramme in Anhang A.1)



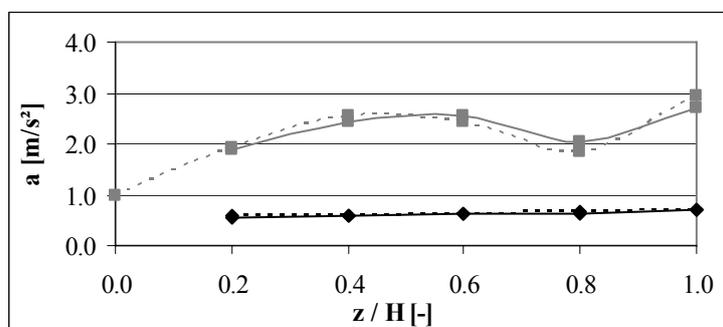
a) Resonanz des Bauteils mit der 1. Eigenfrequenz des Tragwerks ( $T_a \approx T_1$ )



b) Resonanz des Bauteils mit der 2. Eigenfrequenz des Tragwerks ( $T_a \approx T_2$ )



c) Resonanz des Bauteils mit der 3. Eigenfrequenz des Tragwerks ( $T_a \approx T_3$ )



d) Bauteil sehr viel weicher als das Tragwerk ( $T_a/T_1$  sehr groß)

Abbildung 6.11: Beschleunigungen von Etagen und nichttragenden Bauteilen

Die Verwendung von Etagenspektren zur Ermittlung der Bauteilbeschleunigung (schwarze durchgezogene Datenreihen) zeigt generell eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus Zeitverlaufsberechnungen (schwarze gestrichelte Datenreihen; siehe auch Diagramme in Anhang A.1). Eine Ausnahme stellen Systemkonfigurationen dar, in denen die Eigenfrequenz der Sekundärstruktur sehr nah an einer der Eigenfrequenzen des Tragwerks liegt. Hier überschätzen Etagenspektren die zu erwartende Beschleunigung, weil das Abgreifen der extremen Maximalwerte im Etagenspektrum in aller Regel nicht dem Verhalten der Sekundärstruktur im gesamten Verlauf der seismischen Belastung entspricht.

Bezüglich der Etagenbeschleunigungen lässt sich zunächst festhalten, dass die Beschleunigungswerte bei der Spektralen Analyse innerhalb einer Tragwerks-Konfiguration, also unabhängig vom Schwingungsverhalten der Sekundärstrukturen, jeweils gleich sind, weil im verwendeten Modell die Sekundärstrukturen nur als Punktmassen in Etagenhöhe berücksichtigt wurden (graue durchgezogene Datenreihen). Interaktionen durch Resonanzeffekte sind somit lediglich durch die Zeitverlaufsberechnungen am differenzierten Modell abzubilden (graue gestrichelte Datenreihen). Es zeigt sich aber, dass die Spektrale Analyse die zu erwartenden Etagenbeschleunigungen realistisch abbilden kann, sofern die Massen der nichttragenden Bauteile ausreichend gering sind, um eine Beeinflussung des Schwingverhaltens der Primärstruktur zu vermeiden (siehe auch Abschnitt 6.3.5). Bei den untersuchten Modellen zeigt dabei die Form der Etagenbeschleunigungen über die Höhe aufgetragen einen recht großen Anteil der zweiten Eigenform des Tragwerks am Gesamtschwingverhalten. Weiterhin ist festzustellen, dass die Etagenbeschleunigungen insgesamt höher sind, je größer die Grundfrequenz des Tragwerks ist.

### **6.3.4 Ergebnisse: Vergleich der statischen Ersatzlasten**

Zur Überprüfung ausgewählter Bemessungsansätze wurden deren statische Ersatzlasten der Referenzlast aus Zeitverlaufsberechnungen gegenübergestellt. Bei der Anwendung der Bemessungsformeln wurden alle vom Hauptaugenmerk ablenkenden Faktoren (Verhaltensbeiwert, Bedeutungsbeiwerte, Torsionsfaktor) zu 1,0 gesetzt. Aus der Fülle der Ergebnisse sollen an dieser Stelle beispielhaft Diagramme gezeigt werden, die für die o. g. Bereiche des Periodenverhältnisses charakteristisch sind. Die vollständigen Ergebnisdiagramme finden sich in Anhang A.2.

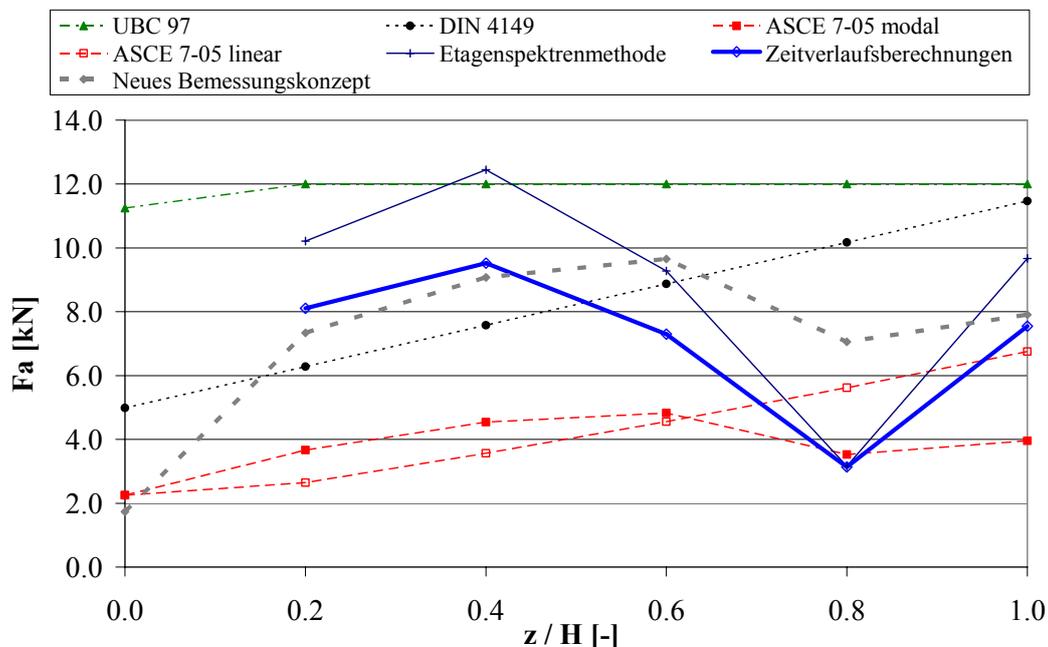
Dargestellt sind die statischen Ersatzlasten aus den Bemessungsansätzen

- des UBC 97 (vgl. Abschnitt 5.2.1.5),
- der DIN 4149 (vgl. Abschnitt 5.2.1.8),
- des ASCE 7-05 (Linear- und Modal-Ansatz; vgl. Abschnitt 5.2.1.6),
- der Etagenspektrenmethode (in Anlehnung an die KTA 2201.4 aber mit  $S_a(f=f_a)$  statt  $S_a(f>f_a)$ ; vgl. Abschnitt 5.2.1.1),
- des neuen Bemessungskonzepts (vgl. Abschnitt 6.2).

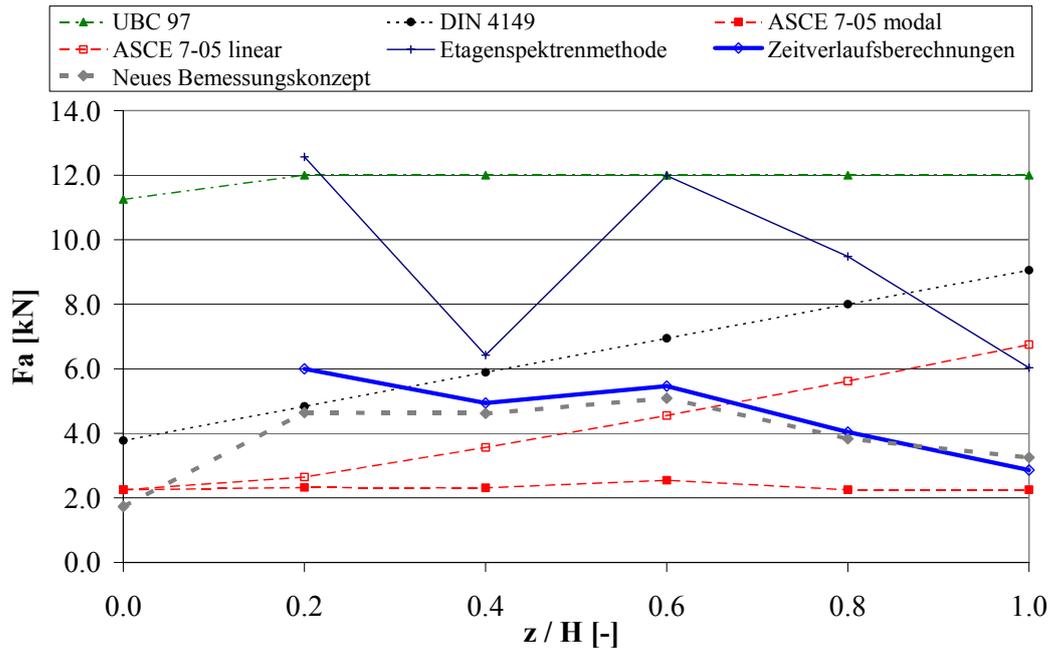
Bei der Bewertung der Bemessungsansätze können Konzepte als effizient bezeichnet werden, deren Ersatzlastverlauf über die Einbauhöhe gut mit dem Graphen der Referenzlast übereinstimmt. Übersteigen die Ersatzlasten den Referenzwert in hohem Maße, führt das Konzept zu stark konservativer und möglicherweise unwirtschaftlicher Dimensionierung. Unterschreiten die Werte der Ersatzlasten die Referenzlast, liegt die Dimensionierung auf der unsicheren Seite. Leichte Unterschreitungen sind dabei vertretbar, da nichtlineare Dissipationseffekte, die ja in der Realität zu einer Verminderung der seismischen Belastung führen, in der numerischen Modellierung nicht berücksichtigt wurden (vgl. Abschnitt 6.2.3).

Erkennbar ist, dass im Bereich niedriger Periodenverhältnisse der Vorteil des modalen Ansatzes voll zum Tragen kommt (Abbildung 6.12, Abbildung 6.13). Der modale Ansatz des ASCE 7-05 führt qualitativ zu richtigen Ergebnissen, bedarf aber einer Anpassung des dynamischen Vergrößerungsfaktors von 1,0 auf 2,5, um die zu erwartenden Trägheitskräfte auch quantitativ korrekt abzubilden. Das neue Bemessungskonzept berücksichtigt genau diese Skalierung und bildet den Verlauf der zu erwartenden Trägheitskräfte sehr gut ab.

Lineare Bemessungsformeln führen im Bereich niedriger Periodenverhältnisse hingegen entweder in den unteren Etagen zu deutlich zu niedrigen Ersatzlasten (ASCE 7-05 linear) oder sind in höheren Etagen zu konservativ (DIN 4149) und müssen ggf. durch eine Maximalgrenze beschränkt werden (UBC 97). Wie bereits beim Vergleich der Bauteilbeschleunigungen erkennbar (Abschnitt 6.3.3), führt die Etagenspektren-Methode im Resonanzfall zu konservativen Ergebnissen. In Zwischenbereichen bilden ihre Ergebnisse den Verlauf der Trägheitskräfte jedoch recht genau ab (vgl. Diagramme in Anhang A.2).



**Abbildung 6.12:** Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für  $T_a \approx T_2$  ( $T_a/T_1 = 0.38$ )



**Abbildung 6.13:** Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für  $T_a \approx T_3$  ( $T_a/T_1 = 0.15$ )

Im Bereich von Resonanz mit der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks können lineare Formeln die reale Verteilung zu erwartender Trägheitskräfte prinzipiell besser abbilden (Abbildung 6.14). Sie liegen aber durch ungünstige Steigungs-Multiplikatoren teilweise weit ab vom Referenzwert (ASCE 7-05 linear und UBC 97). Das neue Bemessungskonzept übernimmt im vorliegenden Bereich des Periodenverhältnisses den linearen Ansatz, führt aber durch die veränderte Zuweisung von Korrekturfaktoren zu sehr viel genaueren Ergebnissen.

Die Ersatzlasten aus dem modalen Ansatz des ASCE 7-05 stimmen in den oberen Etagen recht gut mit den zu erwartenden Trägheitskräften überein, liegen dadurch aber in den unteren Etagen teils deutlich über der zu erwartenden Belastung. Die in den oberen zwei Etagen auftretende Abweichung nach unten ist gering und beschränkt sich auf den akademischen Fall der vollständigen Resonanz ( $T_a/T_1=1,0$ ). Mit demselben Hintergrund liegt, wie bereits oben erwähnt, im extremen Resonanzfall die Etagenspektren-Methode weit über der zu erwartenden Belastung der Sekundärstrukturen.

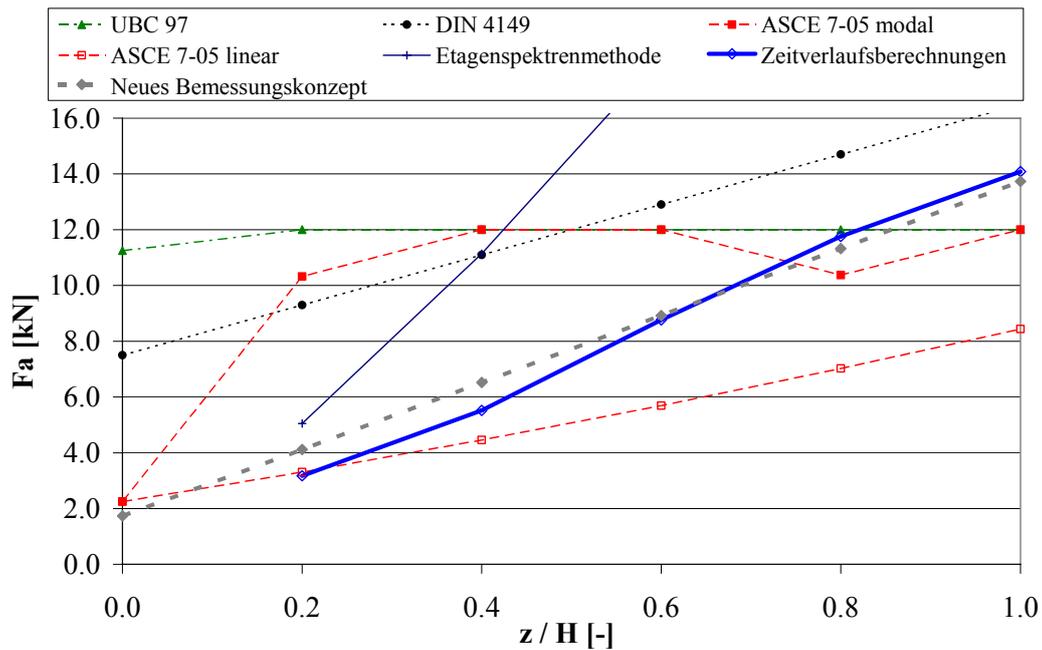


Abbildung 6.14: Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für  $T_a \approx T_1$  ( $T_a/T_1 = 1,0$ )

Bei sehr großen Periodenverhältnissen erfassen nur wenige Bemessungsformeln die geringe Belastung der nichttragenden Bauteile (Abbildung 6.15). Zumeist ergeben sich zu große Ersatzlasten (UBC 97, ASCE 7-05). Die Formel der DIN 4149 allerdings führt hier zu negativen und damit falschen Bemessungskräften. In der ansonsten zur DIN identischen Formel des EC 8 sind diese Negativwerte durch Vorsehen einer Mindest-Ersatzlast ausgeschlossen. Das neue Bemessungskonzept sieht für diesen Periodenbereich die Verwendung einer minimalen Bemessungskraft vor und bildet damit die zu erwartenden Trägheitskräfte gut ab.

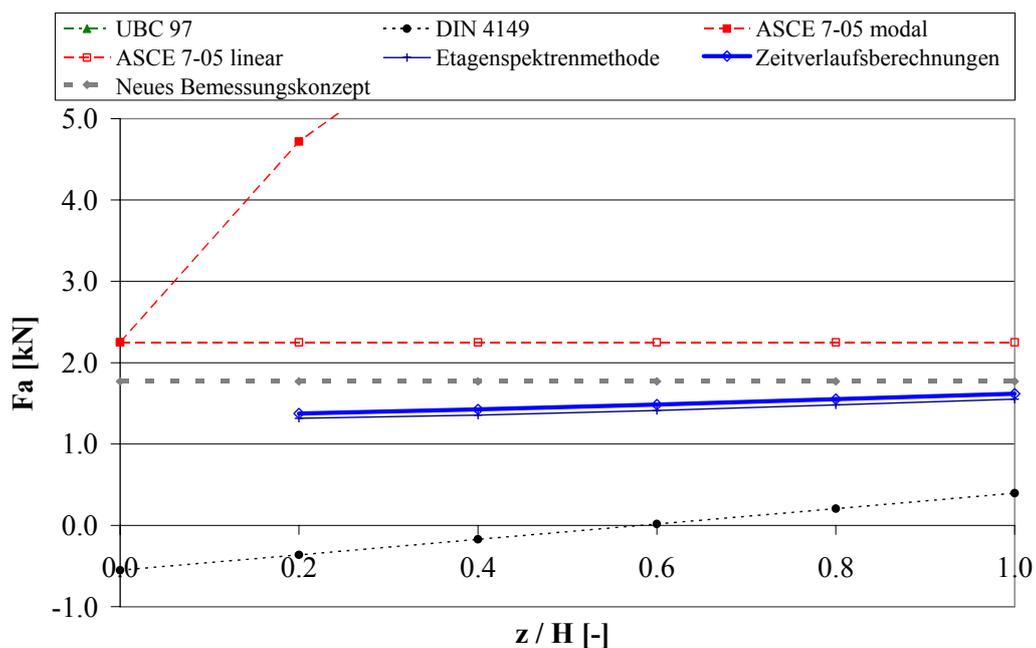


Abbildung 6.15: Verlauf der statischen Ersatzlasten über die Einbauhöhe für große  $T_a/T_1$  ( $T_a/T_1 = 4,0$ )

Die vorgeschlagene konstante Maximalgrenze zur überschlägigen Bemessung liegt für die vorliegenden Tragwerksmodelle mit  $F_{a,max}=20,78$  kN in praktisch allen Bereichen auf der sicheren Seite und ist unabhängig von den Grundschwingzeiten von Primär- und Sekundärstruktur. Eine Ausnahme stellt hier der Fall exakter Resonanz mit der ersten Eigenfrequenz der Primärstruktur bei steifen Tragwerken dar, wo die Maximalgrenze in den oberen Stockwerken durch den Referenzwert aus Zeitverlaufsberechnungen überschritten wird. Dabei handelt es sich aber um ein akademisches Beispiel. In der Praxis ist ein über den vorgeschlagenen Maximalwert hinausgehender Überhöhungsfaktor unrealistisch (vgl. auch Erläuterungen zu den Ergebnissen aus Etagenspektren in Abschnitt 6.3.3).

Wird im Tragwerk eine gleichmäßige Verteilung der Etagenmassen angenommen (Parameterstudie 2), ergeben sich leicht verringerte Etagenbeschleunigungen. Der Unterschied zum Tragwerk mit ungleichmäßig verteilten Massen liegt aber unter zehn Prozent und wird zu noch geringeren Anteilen in die Beschleunigung der nichttragenden Bauteile weitergeleitet (vgl. dazu Anhang A.3). Die Einbindung des Effekts ungleichmäßiger Massenverteilung der Primärstruktur in eine Bemessungsformel für Sekundärstrukturen ist daher nicht sinnvoll.

### 6.3.5 Ergebnisse: Einfluss großer Komponentenmassen

Da bei der dritten Parameterstudie die Komponentenmasse nur auf einer Etage variiert wurde, während alle anderen Komponentenmassen zu Null gesetzt wurden, eignet sich zur Auswertung hier statt obiger Diagramme eher die Tabellenform.

Quantifiziert wird zunächst der Einfluss großer Komponentenmassen auf die resultierende Etagenbeschleunigung. Dazu wird die Beschleunigung der zweiten Etage aus Spektraler Analyse des idealisierten Modells, die ja Interaktionen im Schwingungsverhalten durch Resonanzeffekte nicht abbilden kann, derjenigen aus Zeitverlaufsberechnungen am Modell mit konkret abgebildeten Sekundärstrukturen gegenübergestellt (Tabelle 6.5).

**Tabelle 6.5: Einfluss großer Komponentenmassen auf die Etagenbeschleunigung;**

$\mathbf{a}_{\text{Etage}}$ , aus Zeitverlaufsberechnung am differenzierten Modell /  $\mathbf{a}_{\text{Etage}}$ , aus Spektraler Analyse am idealisierten Modell

Apparatmasse [= % der Etagenmasse]	Resonanz mit 1. EF [ $T_a/T_1 = 1,0$ ]	Zwischenbereich [ $T_a/T_1 = 0,46$ ]	Resonanz mit 2. EF [ $T_a/T_1 = 0,30$ ]
$m_a = 2,5$ t [5 %]	0,90	1,17	0,83
$m_a = 5,0$ t [9 %]	0,90	1,16	0,71
$m_a = 10$ t [19 %]	0,91	1,02	0,65
$m_a = 20$ t [37 %]	0,89	0,90	0,62
$m_a = 30$ t [56 %]	0,83	0,80	0,53
$m_a = 40$ t [74 %]	0,76	0,69	0,47

Es zeigt sich erwartungsgemäß, dass mit größer werdendem Massenanteil der Sekundärstruktur die Etagenbeschleunigung abnimmt – das schwere nichttragende Bauteil „bremst“ das Tragwerk.

Dieser Effekt ist bei Resonanz der Sekundärstruktur mit der zweiten Eigenfrequenz der Primärstruktur am stärksten ausgeprägt, da, wie oben gezeigt, die zweite Eigenform bei den untersuchten Modellen für die Verteilung der Etagenbeschleunigungen maßgebend ist und die schwere Komponente auf derjenigen Etage platziert wurde, die bei der zweiten Eigenform die größten Amplituden aufweist. Im Zwischenbereich zwischen erster und zweiter Eigenfrequenz liegen die aus Zeitverlaufsberechnungen am differenzierten Modell ermittelten Etagenbeschleunigungen bei kleinen Bauteilmassen leicht über denen aus Spektraler Analyse. Dieses Phänomen trat auch bei den vorangegangenen Parameterstudien auf und resultiert daraus, dass in diesem Bereich die Interaktion zwischen Sekundär- und Primärstruktur am geringsten ist. Bei größeren Massenanteilen der nichttragenden Bauteile überwiegt wieder der oben beschriebene Effekt der Beschleunigungsreduktion. Der Verlauf der Etagenbeschleunigungen über die Höhe im Tragwerk indes entspricht qualitativ demjenigen bei Ansatz geringer Bauteilmassen (Parameterstudien 1 und 2; vgl. Anhang A.4).

Eine Gegenüberstellung der Etagenbeschleunigungen aus Spektraler Analyse und der Beschleunigung des nichttragenden Bauteils aus Zeitverlaufsberechnungen ergibt den anzusetzenden Vergrößerungsfaktor (Tabelle 6.6).

**Tabelle 6.6: Resultierender Vergrößerungsfaktor;**

$a_{\text{Bauteil}}$ , aus Zeitverlaufsberechnung am differenzierten Modell /  $a_{\text{Etage}}$ , aus Spektraler Analyse am idealisierten Modell

Apparatmasse [= % der Etagenmasse]	Resonanz mit 1. EF [ $T_a/T_1 = 1,0$ ]	Zwischenbereich [ $T_a/T_1 = 0,46$ ]	Resonanz mit 2. EF [ $T_a/T_1 = 0,30$ ]
$m_a = 2,5 \text{ t}$ [5 %]	1,64	1,25	5,27
$m_a = 5,0 \text{ t}$ [9 %]	1,50	1,24	3,84
$m_a = 10 \text{ t}$ [19 %]	1,34	1,14	2,56
$m_a = 20 \text{ t}$ [37 %]	1,16	1,03	1,82
$m_a = 30 \text{ t}$ [56 %]	1,04	0,91	1,40
$m_a = 40 \text{ t}$ [74 %]	0,94	0,88	1,26

Auch dieser Faktor nimmt mit steigendem Massenanteil der Sekundärstruktur ab, schwerere Bauteile werden also in geringerem Maße durch Beschleunigungen belastet als leichte. Dabei ist erneut die Skalierung bei Resonanz mit der zweiten Eigenfrequenz des Tragwerks am stärksten ausgeprägt. Eine direkte Proportionalität zwischen Massenanteil und Vergrößerungsfaktor ist aber sowohl im Bereich linearer Verteilung der Beschleunigungen über die Höhe (Resonanz mit 1. Eigenfrequenz des Tragwerks) als auch im „modalen Bereich“ (Resonanz mit höheren Eigenfrequenzen) nicht zu beziffern. Der obige Bemessungsvorschlag berücksichtigt die günstige Interaktion mit schweren Komponentenmassen nicht und liegt somit auf der sicheren Seite. Mit Blick auf zukünftige verfahrenstechnisch bedingte Umbauten wäre überdies eine Reduktion der bei der Bemessung anzusetzenden Ersatzlast nicht zu empfehlen, da der dämpfende Effekt großer Komponentenmassen dann eben nicht dauerhaft gewährleistet wäre.

### 6.3.6 Ergebnisse: Zusammenfassung

Das vorgeschlagene dreigeteilte Bemessungskonzept führt für alle untersuchten Systemkonfigurationen zu realitätsnahen statischen Ersatzlasten. Es berücksichtigt in effektiver Weise die Interaktion zwischen Primär- und Sekundärstruktur, benötigt dafür aber nur einen geringen Umfang an Planungsinformationen und einen überschaubaren Zeitaufwand. In vielen Fällen genügt eine Aussage über die Grundswingzeiten von Tragwerk und nichttragendem Bauteil. Nur bei im Vergleich zum Tragwerk deutlich steiferen Sekundärstrukturen ist eine Spektrale Analyse des Tragwerks erforderlich, deren Modellierungsaufwand aber gering gehalten werden kann. Für große Bauteilmassen liegen die durch den vorgeschlagenen Bemessungsansatz ermittelten Ergebnisse teilweise deutlich auf der sicheren Seite. Die Reduktion der anzusetzenden statischen Ersatzlast in Abhängigkeit des Massenanteils des nichttragenden Bauteils ist aber im Rahmen einer Bemessungsformel nicht quantifizierbar.

Die Skalierungsfaktoren insbesondere des linearen Teil-Ansatzes (Gleichung (6.3)) wurden anhand zahlreicher Parameterstudien kalibriert. Trotz des großen Umfangs der Studien können diese jedoch nicht allumfassend sein. Es ist daher möglich, dass sich aus erweiterten Studien an anderen Tragsystemen leicht veränderte Faktoren ergeben. Die Richtigkeit des Grundkonzepts allerdings konnte anhand der Analyse und Interpretation von Etagenspektren validiert werden (Abschnitt 6.1).

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Industrieanlagen müssen aufgrund der unter Umständen weiträumigen Schadensauswirkungen und der kapitalintensiven Verfahrenstechnik erdbebensicher ausgelegt werden. Dies erfordert Bemessungsregeln für die Tragstruktur der Anlagen ebenso wie für die nichttragenden verfahrenstechnischen und architektonischen Bauteile.

Für die Untersuchung der Primärstrukturen im Anlagenbau eignet sich in besonderer Weise die verschiebungsbasierte, nichtlinear-statische Kapazitätsspektrum-Methode. Für die Anwendung auf Industrieanlagen muss das bekannte Verfahren jedoch aufgrund der besonderen Gegebenheiten (große Massenexzentrizitäten, Einfluss höherer Eigenformen auf das Gesamtschwingverhalten, Modellierung bestehender Anlagen, u. a.) angepasst werden. In der vorliegenden Arbeit wurden die Schwierigkeiten in der Anwendung des Verfahrens im Anlagenbau erörtert, Lösungsvorschläge erarbeitet und diese anhand eines Anwendungsbeispiels veranschaulicht.

Für die numerische Untersuchung verschiedener Tragwerke wurden Eingabemodule für die FE-Software ANSYS [98] erstellt. Da diese Module sehr variabel gehalten sind, können sie für Parameterstudien genutzt werden, um den Einfluss verschiedener Tragwerkskonstellationen auf das räumliche Schwingverhalten und die Fließgelenkbildung zu untersuchen und zu quantifizieren.

Weiterhin wäre es sinnvoll, das entwickelte Bemessungskonzept anhand einer realen Anlage zu überprüfen. Dies könnte sich jedoch in der Praxis als schwierig erweisen, da Informationen über die Tragwerksgestaltung bestehender Industrieanlagen nur schwer zugänglich sind.

Nicht berücksichtigt wurde der Einfluss verformungssteifer linienförmiger Sekundärstrukturen auf das seismische Verhalten des Tragwerks, wozu beispielsweise starke, über mehrere Ebenen verlaufende Destillationskolonnen gehören. Dabei wäre allerdings zu klären, ob in diesem Fall Konstellationen aus Tragwerk und Sekundärstruktur so weit typisierbar sind, dass sich allgemeine bemessungsrelevante Aussagen treffen lassen können.

Für die Bemessung nichttragender Bauteile wurden in den vergangenen Jahrzehnten zahlreiche vereinfachte Bemessungsvorschläge in internationalen Normen und Richtlinien veröffentlicht. Diese beziehen sich aber in erster Linie auf Sekundärstrukturen in üblichen Hochbauten. In der vorliegenden Arbeit wird nachgewiesen, dass die vereinfachten Ansätze für die Bemessung von Sekundärstrukturen im Anlagenbau unzureichend sind. Stattdessen wird anhand der Interpretation von Etagenspektren ein neues Bemessungskonzept entwickelt, welches die Interaktion zwischen nichttragendem Bauteil und Primärstruktur über das Verhältnis ihrer Eigenperioden berücksichtigt und relevante Verstärkungseffekte infolge Resonanz des Bauteils mit höheren Eigenformen des Tragwerks mit in die Bemessung einbezieht.

Die im Bemessungsansatz eingeführten Skalierungs- und Korrekturfaktoren wurden anhand umfangreicher parametrisierter Zeitverlaufsberechnungen kalibriert. Dabei wurde angenommen, dass das nichttragende Bauteil in einer tragenden Stahlrahmenkonstruktion installiert ist. Um die Faktoren auch für andere Tragstrukturen (z.B. für Systeme mit Mauerwerksausfachung oder für Kombinationen aus Stahlbeton- und Stahltragwerken) zu überprüfen, ist eine entsprechende Erweiterung der Parameterstudien erforderlich.

Bei dem entwickelten Bemessungsvorschlag wird auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass sowohl die Primärstruktur als auch das nichttragende Bauteil linear-elastisch auf seismische Beanspruchungen reagieren. Eine Berücksichtigung plastischer Verformungsreserven könnte die anzusetzende Bemessungskraft verringern. Um den Einfluss nichtlinearen Materialverhaltens jedoch quantifizieren zu können, müssen umfangreiche nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen oder experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden.

Das Bemessungskonzept für beschleunigungssensitive Sekundärstrukturen wurde anhand theoretischer Überlegungen erarbeitet und mittels numerischer Parameterstudien validiert. Nun sind die gewonnenen Erkenntnisse an realen Anlagen zu überprüfen. Durch baulynamische Messungen an bestehenden Tragwerken und nichttragenden Bauteilen könnte weiterhin überprüft werden, ob für typische Konstellationen aus Tragstruktur, Komponentenart und Unterkonstruktion das Periodenverhältnis abgeschätzt und der Bemessungsansatz eingegrenzt werden kann.

## Literaturverzeichnis

- [1] ADAM, C., HEUER, R., (1999), "Experimentelle Untersuchungen von erdbebenerregtem elasto-plastischen Tragwerksmodellen mit Sekundärkonstruktionen", Vortragsband der Dreiländertagung D-A-CH 1999, Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB), DGEB-Publikation Nr. 10, pp. 193-202
- [2] ADAM, C., FOTIU, P. A., (2000), „Dynamic Analysis of Inelastic Primary-Secondary Systems“, Engineering Structures, Vol. 22, pp. 58-71
- [3] ALBANESI, T., NUTI, C., VANZI, I., (2002) "State of the Art of Nonlinear Static Methods", 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 602, Elsevier Science Ltd.
- [4] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), (2003). "Minimum design loads for buildings and other structures." SEI/ASCE 7-02, ISBN: 0-7844-0624-3, Reston, VA.
- [5] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), (2006), "Minimum design loads for buildings and other structures." SEI/ASCE 7-05, ISBN: 0-7844-0831-9, Reston, VA.
- [6] AMIN, M., HALL, W. J., NEWMARK, N. M., AND KASSAWARA, R. P., (1971), "Earthquake response of multiply connected light secondary systems by spectrum methods" Proc., ASME 1st National Congress on Pressure Vessels and Piping, American Society of Mechanical Engineers. (ASME), New York, 103-129
- [7] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), (1978), "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings." ATC Rep. No. 3-06, U.S. Government Printing Office, Washington.
- [8] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), (1987), "Evaluating the seismic resistance of existing buildings" ATC Rep. No. 14, Redwood City, CA.
- [9] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC/SEAOC), Briefing Paper 5 – Seismic Response of Non-structural Components, [www.atcouncil.org](http://www.atcouncil.org)
- [10] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), (1996), "ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Vol. 1
- [11] AMERICAN LIFELINES ALLIANCE (ALA), (2002), "Seismic Design and Retrofit of Piping Systems", report written under contract to the ALA, a public-private partnership between the FEMA and the ASCE
- [12] ASSOCIATION FRANÇAISE DU GENIE PARASISMIQUE, (2007), "Guide méthodologique pour la conception l'installation e le diagnostic des équipements en zone sismique", cahier technique no. 28, ISSN 1270-7570
- [13] BACHMANN, H., (2002), „Erdbebensicherung von Bauwerken“, Birkhäuser Verlag, ISBN 3-7643-6941-8
- [14] BACHMANN, H., (2002), „Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden“, Richtlinien des BWG
- [15] BACHMANN, H., (2004), „Neue Tendenzen im Erdbebeningenieurwesen“, Beton- und Stahlbetonbau, Vol 99, Heft 5, S. 356-371

- 
- [16] BACHMANN, R. E., DRAKE, R. M., (1993), „1994 Update to 1991 NEHRP Provisions for Architectural, Mechanical, and Electrical Components and Systems“, letter report to the National Center for Earthquake Engineering Research
- [17] BOLT, B. A., (1984), „Erdbeben, eine Einführung“, Springer Verlag, ISBN: 3-540-12753-4
- [18] BRUNEAU, M., (2002), „Building damage from the Marmara, Turkey earthquake of August 17, 1999“, Journal of Seismology, Vol. 6, pp. 357-377
- [19] BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL, (2003), “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)”, Part 1: Provisions
- [20] BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL, (2003), “Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)”, Part 2: Commentary
- [21] BUNDESREPUBLIK DEUTSCHLAND, (2005), „Zwölfte Verordnung zur Durchführung des Bundes-Immissionsschutzgesetzes [BImSchG] – Störfall-Verordnung, 12. BimSchV,„ Fassung vom 08.06.2005, Bundesgesetzblatt I, S. 1598
- [22] BURDISSO, R. A., SINGH, M. P., (1987), “Seismic Analysis of Multiply Supported Secondary Systems with Dynamic Interaction Effects”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 1005-1022
- [23] BUSCH, F., (2008), “Untersuchung der Praktikabilität verschiebungsbasierter Bemessungsverfahren am Beispiel der Kapazitätsspektrum-Methode“, unveröffentlichte Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik (LBB), RWTH Aachen
- [24] CHOPRA, A. K., GOEL R., (1993), “Seismic Code Analysis of Buildings without Locating Centers of Rigidity”, Journal of Structural Engineering, Vol. 119 (10), pp. 3039-3055
- [25] CHOPRA, A.K., GOEL, R.K., (1999), „Capacity demand diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures“, a report on research conducted under grant no. CMS-9812531, U.S.-Japan cooperative research in Pacific Earthquake Engineering Research Center, report no. PEER-1999/02, Univ. of California, Berkeley
- [26] CHOPRA, A. K., GOEL, R. K., (2002), “A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 561-582
- [27] CHOPRA, A. K., GOEL, R. K., (2004), “A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Unsymmetric-plan Buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, No. 8, pp. 903-927
- [28] CHOPRA, A. K., (2007), “Dynamics of Structures”, Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Third Edition
- [29] CLOUGH, R. W. , PENZIEN, J., (1993), “Dynamics of Structures”, Second Edition, McGraw-Hill Inc., ISBN 0-07-011394-7
- [30] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), (2004), EN 1998-1:2004, „Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten“
- [31] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), prCEN/TS 1992-4-1:xxxx, „Design of fastenings for use in concrete – part 1: General“

- [32] DRAKE, R. M, AND BACHMAN, R. E., (1995). "A study to validate the in structure response acceleration in the 1994 NEHRP provisions design force equations for architectural, mechanical, and electrical components." National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- [33] DRAKE, R. M., BACHMAN, R. E., (1996), "NEHRP provisions for 1994 for non-structural components." *Journal of Architectural Engineering*, 2(1), pp. 26-31.
- [34] EQE INTERNATIONAL, (1994), "The January 17,1994 Northridge, California Earthquake – An EQE Summary Report", EQE International, 44 Montgomery Street, Suite 3200, San Francisco, CA 94104-4805
- [35] FAJFAR, P., (1999), "Capacity Spectrum Method based on Inelastic Demand Spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, pp. 979-993
- [36] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, (1986), "NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings" 1985 Ed. (FEMA 95), American Society of Civil Engineers
- [37] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, (1995), "NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings" 1994 Ed. (FEMA 222A), American Society of Civil Engineers
- [38] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings" (FEMA 273), American Society of Civil Engineers
- [39] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, (2000) "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings" (FEMA 356), American Society of Civil Engineers
- [40] FREEMAN, S. A., (1975), "Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton, Washington", *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineers*, EERI, Berkeley, pp. 113-122
- [41] FREEMAN, S.A., (1998), "Development and Use of Capacity Spectrum Method", 6<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering
- [42] FREEMAN, S.A., (2004), "Review of the Development of the Capacity Spectrum Method", *ISSET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 41, No. 1, paper no. 438, pp. 1-13
- [43] GARCIA, D. L., (2002), "Probabilistic Evaluation of the Separation Distance Between Adjacent Systems", *Student Research Accomplishments 2001-2002*, pp. 63-68, Multi-disciplinary Center for Earthquake Engineering Research (Buffalo), <http://mceer.buffalo.edu/>
- [44] GUPTA, B., KUNNATH, S. K., (2000), "Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 2, pp. 367-391
- [45] HOLTSCOPPEN, B., BUTENWEG, C., MESKOURIS, K., (2008), "Seismic Design of Secondary Structures", im Tagungsband *Seismic Risk 2008 - Earthquakes in North-Western Europe*, Liege
- [46] HOLTSCOPPEN, B., BUTENWEG, C., MESKOURIS, K., (2009), "Seismic Design of Non-Structural Components in Industrial Facilities", *International Journal of Engineering Under Uncertainty: Hazards, Assessment and Mitigation*

- [47] IGUSA, T., KIUREGHIAN, A. DER., (1983), „Dynamic Analysis of Multiply Tuned and Arbitrarily Supported Secondary Systems“, Report to the National Science Foundation and the Electric Power Research Institute, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [48] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS (ICBO), (1997), “Uniform Building Code”, “UBC 97”, Whittier, CA.
- [49] INTERNATIONAL CODE COUNCIL (ICC), (2000), “International Building Code”, ISBN: 9781892395252, Whittier, CA.
- [50] INTERNATIONAL CODE COUNCIL (ICC), (2006), “International Building Code”, ISBN: 1-58001-251-5, Whittier, CA.
- [51] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (JSCE), (2000), Report of the investigations carried out by a JSCE survey team, [http://www.jsce-int.org/disaster\\_report.shtml](http://www.jsce-int.org/disaster_report.shtml)
- [52] KARIMI I., BUTENWEG C., TOLL B., (2005), “Vulnerability assessment of Industrial Facilities”, im Tagungsband: The 10th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing (Civil-Comp), Rom
- [53] KERNTÉCHNISCHER AUSSCHUSS, (1990), Sicherheitstechnische Regel des KTA: ”Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen, Teil 4: Anforderungen an Verfahren zum Nachweis der Erdbebensicherheit für maschinen- und elektronische Anlagenteile“, KTA 2201.4, Fassung 6/90
- [54] KIUREGHIAN, A., DER, NEUENHOFER, A., (1991), „A Response Spectrum Method for Multiple-Support Seismic Excitations“, Report to the National Science Foundation, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley
- [55] KRAWINKLER, H., SENEVIRATNA, G. D. P. K., (1998), „Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation“, Engineering Structures, Vol. 20, Nor. 4-6, pp. 452-464
- [56] KUNNATH, S. K., (2004), „Identification of Modal Combinations for Nonlinear Static Analysis of Building Structures“, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol. 19, pp. 246-259
- [57] MacFarlane, J.P., Hughes, C., (2003), “Seismic Qualification of Existing Pipework in UK Nuclear Power Plants”, aus: Seismic Design for Engineering Plant, Seminar Fundamentals of Seismic Design (2001), Institution of Mechanical Engineers, S. 81-92
- [58] MERRIMAN, P.A., (2003), “Expected Accelerations and Ways to Minimize Interaction Between Structural and Mechanical Components”, Seismic design for engineering plant – Seminar Fundamentals of Seismic Design, Institution of Mechanical Engineers
- [59] MESKOURIS, K., (2000), „Structural Dynamics – Models, Methods, Examples“, Ernst & Sohn Verlag, ISBN 3-433-01327-6
- [60] MESKOURIS, K., HINZEN, K.-G., (2003), Bauwerke und Erdbeben, Vieweg Verlag, 1. Auflage
- [61] MILLS, (2003), “Introduction to Seismic Design”, aus: Seismic Design for Engineering Plant, Seminar Fundamentals of Seismic Design (2001), Institution of Mechanical Engineers, S. 1-14

- 
- [62] MISTLER, M., (2006), "Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten", Dissertation an der RWTH Aachen, ISSN 1437-0840
- [63] NATIONAL CENTER FOR EARTHQUAKE RESEARCH, (1993), "Assessment of the 1991 NEHRP Provisions for Non-structural Components and Recommended Revisions", Technical Report NCEER-93-0003
- [64] NEUENHOFER, A., KIUREGHIAN, A. DER, (1992), „Response spectrum method for multiple-support seismic excitations“, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 713-740
- [65] NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN IM DIN E.V., (2005), „DIN 4149 – Bauten in deutschen Erdbebengebieten“, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [66] NORMENAUSSCHUSS CHEMIE IM DIN E.V., (2003), „DIN 28080 – Sättel für liegende Apparate“
- [67] PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER (PEER), (2000), "Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Earthquake: Kocaeli (Izmit), Turkey", National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE)
- [68] PETERSEN, C., (1996), „Dynamik der Baukonstruktionen“, Vieweg Verlagsgesellschaft, ISBN: 3-528-08123-6
- [69] PIGAT, M. J., VIOLA, B., (1999), "Validation des methods spectrales pur l'analyse sismique de structures multi-supportées", Institut National des Sciences et Techniques Nucléaires, Université d'Evry-Val-d'Essonne, Département Acoustique et Mécanique Vibratoire.
- [70] PRIESTLEY, M. J. N., (1993), "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering - Conflicts between Design and Reality", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 26, No. 3, Sept. 1993, pp. 329-341
- [71] SCHNEIDER, K.-J., (2001), "Bautabellen für Ingenieure", 14. Auflage, Werner Verlag Düsseldorf, ISBN: 3-8041-4184-6
- [72] STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA (SEAOC), (1995), "Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings", San Francisco
- [73] SAENGER, I.I.D., (2007), "Entwicklung einer Bemessungsformel zur Auslegung der Verankerungen von schweren Einbauten in Produktionsanlagen der Chemischen Industrie", unveröffentlichte Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik (LBB), RWTH Aachen
- [74] SASAKI, K.K., FREEMAN, S.A., PARET, T.F., (1998), "Multimode Pushover Procedure (MMP) – A Method to Identify the Effects of Higher Modes in a Pushover Analysis“, *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington
- [75] SCHWEIZERHOF, K., ANDELFINGER, U., (1987), "Effiziente Erdbebenberechnung einfacher Sekundärstrukturen in großen Bauwerken", *Ingenieur-Archiv*, Vol. 57, pp. 267-276, Springer Verlag
- [76] SINGH, M. P., (1980), "Seismic design input for secondary systems.", *Journal of Structural Division, ASCE*, 106(2), pp. 505-517

- [77] SINGH, M.P., MORESCHI, L. M., (1998), "Simplified methods for calculating seismic forces for non-structural components", Proceedings of Seminar on Seismic Design, Retrofit, and Performance of Non-structural Components (ATC-29-1), Applied Technology Council
- [78] SINGH, M. P., MORESCHI, L. M., SUAREZ, L. E., AND MATHEU, E. E., (2005), "Seismic design forces. I: Rigid non-structural components and recommended revisions.", Journal of Structural Engineering, 132(10), pp. 1524-1532
- [79] SINGH, M. P., MORESCHI, L. M., SUAREZ, L. E., AND MATHEU, E. E., (2005), "Seismic design forces. II: Flexible non-structural components and recommended revisions", Journal of Structural Engineering., 132(10), pp. 1533-1542
- [80] SOMMER, A., (2000), "Torsion und Duktilitätsbedarf bei Hochbauten unter Erdbebeneinwirkung", Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
- [81] US ARMY CORPS OF ENGINEERS, (1995), Engineering Pamphlet EP 1110-2-12 "Engineering and Design – Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete Dams", ch. 7, "Factors Significantly Affecting Dynamic Response"
- [82] VERBAND DER TECHNISCHEN ÜBERWACHUNGS-VEREINE E.V., (2001), „AD 2000-Merkblatt“, Allgemeiner Standsicherheitsnachweis für Druckbehälter, individuelle Ausgaben für diverse unterschiedliche Auflagerkonstruktionen
- [83] VIDIC, T., FAJFAR, P., FISCHINGER, M., (1994), „Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement“, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp. 507-521
- [84] VILLAVERDE, R., (1997), "Seismic design of secondary structures: State of the art" Journal of Structural Engineering, 123(8), pp. 1011-1019
- [85] WIGHT, G. D., KOWALSKY, M. J., INGHAM, J. M., (2007), „Direct Displacement-Based Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Masonry Walls“, ACI Structural Journal, Sept/Oct 2007, pp. 560-569
- [86] <http://www.akzonobel.com>; Internetseite der AkzoNobel GmbH (online Bilddatenbank)
- [87] <http://www.basf.com>; Internetseite der BASF SE (online Pressefotos)
- [88] <http://earthquake.usgs.gov>; Internetseite des U.S. Geological Survey Earthquake Hazards Program
- [89] <http://www.eikamp-gmbh.de>; Internetseite der Eikamp GmbH & Co. KG (Produktfotos)
- [90] <http://www.gfz-potsdam.de>; Internetseite des Geoforschungszentrum Potsdam
- [91] [http://www.igsb.uiowa.edu/Browse/earthqua/UBC\\_INFO.HTM](http://www.igsb.uiowa.edu/Browse/earthqua/UBC_INFO.HTM); Internetseite des Iowa Department of Natural Resources
- [92] <http://www.munichre.com>; Internetseite der Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft
- [93] <http://www.technip.com>; Internetseite der Firma Technip (Informationsbroschüre „Gas processing industry“)
- [94] COMPUTERS & STRUCTURES, INC., (2007), SAP2000, FEM-Software
- [95] EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, (2005), DRAIN-3DX ("Dynamic Response Analysis of Inelastic 3-Dimensional Structures", frei verfügbares Software Paket, <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/getpkg?id=DRAIN3DX>)
- [96] GEORGIATECH – GEORGIA INSTITUTE OF TECHNOLOGY, (2007), GT STRUDL 29.1, FEM-Software

- 
- [97] MICROSOFT CORPORATION, Microsoft Office Excel 2003, Microsoft Office Professional Edition 2003
- [98] SAS IP, (2007), ANSYS 11.0, FEM-Software
- [99] MESKOURIS, K., (1999), baudynamische FORTRAN-Programme, aus „Baudynamik – Modelle, Methoden, Praxisbeispiele“, Ernst & Sohn Verlag, ISBN 3-433-01326-8

## Verwendete Abkürzungen, Bezeichnungen und Symbole

Gleichungen, Abbildungen und Tabellen sind innerhalb eines Abschnitts unter Angabe der Kapitelnummer getrennt nummeriert.

Vektoren und Matrizen sind durch Fettdruck kenntlich gemacht.

### Abkürzungen

Abkürzung	Beschreibung
ALA	American Lifelines Alliance
APM	Adaptive Pushover Methode [44]
AP	Apparat
ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	American Technology Council
BImSchG	Bundes-Immissionsschutz-Gesetz
BImSchV	Bundes-Immissionsschutz-Verordnung
CEN	Comité Européen de Normalisation
CFK	Carbonfaserverstärkter Kunststoff
CQC	Complete Quadratic Combination; Überlagerungsregel
DIN	Deutsches Institut für Normung
EC	Eurocode
FE	Finite Elemente
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GFK	Glasfaserverstärkter Kunststoff
IBC	International Building Code
ICBO	International Conference of Building Officials
ICC	International Code Council
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
KTA	Kerntechnischer Ausschuss
LBB	Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
MMC	Methode Modaler Kombination [56]
MMP	Multi-Modale Pushover Analyse [74]
MPA	Modale Pushover Analyse [26]
NBC	National Building Code
NCEER	National Center for Earthquake Engineering Research

NEHRP	National Earthquake Hazard Reduction Programme
NIST	National Institute of Standards and Technology
NSF	National Science Foundation
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research Center
SBC	Standard Building Code
SRSS	Square Root of the Sum of the Squares; Überlagerungsregel
TW	Tragwerk
UBC	Uniform Building Code
USGS	United States Geological Survey

### Lateinische Buchstaben

Symbol	Beschreibung
$A_a$	Effective peak acceleration nach ATC 14 [8]
$A_{a,linear}$	Dynamischer Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten mit der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks (Gleichung (6.3))
$A_{a,modal}$	Dynamischer Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten mit höheren Eigenfrequenzen des Tragwerks (Gleichung (6.6))
$\bar{a}_{a,max}$	Mittelwert der maximalen Beschleunigung der Sekundärstruktur aus verschiedenen Zeitverlaufsberechnungen
$a_{E,i}$	Ersatzbeschleunigung der Sekundärstruktur nach KTA 2201.4 [53] (Gl. (5.1))
$a_{f,i}$	Beschleunigungswert aus dem Etagenantwortspektrum in Richtung $i$ (Gl. (5.1))
$a_{floor}(t)$	Zeitverlauf der Etagenbeschleunigung
$a_g$	Wert der Bodenbeschleunigung nach DIN 4149 [65]
$a_{g,SDOF}(t)$	Zeitverlauf der Fußpunktbeschleunigung eines Einmassenschwingers
$a_i$	Etagenbeschleunigung aus Spektraler Analyse nach ASCE 7-05 [5]
$\mathbf{a}_j$	Vektor der Etagenbeschleunigungen
$a_{max}$	Maximale Beschleunigung des Einmassenschwingers
$a_N$	Wert der Bodenbeschleunigung nach PS 92 [12]
$a_p$	Dynamischer Vergrößerungsfaktor nach FEMA 222A [37], UBC 97 [48], und ASCE 7-05 [5]
$A_p$	Dynamischer Vergrößerungsfaktor nach FEMA 95 [36]
$A_p$	Anzusetzende Bauteilbeschleunigung nach FEMA 222A [37]
$A_r, A_s$	Parameter zur Beschreibung der Bauteilbeschleunigung nach FEMA 222A [37]
$A_x$	Torsionsfaktor nach ASCE 7-05 [5]

$A_{1,linear}$	Skalierungsfaktor zur Berücksichtigung der Grundschwingzeit des Tragwerks (Gl. (6.3))
$b$	Kantenlänge des quadratischen Querschnitts der Aufständering der Sekundärstruktur für Zeitverlaufsberechnungen nach Abschnitt 6.3
$c$	Modaler Dämpfungswert (eines Einmassenschwingers)
$C$	Dämpfungsmatrix (eines Mehrmassenschwingers)
$C_a, C_v$	Kennwerte des Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrums nach FEMA 222A [37]
$C_a$	Wert der Bodenbeschleunigung nach UBC 97 [48]
$C_p$	Beschleunigungskoeffizient nach FEMA 95 [36]
$C_p$	Dynamischer Vergrößerungsfaktor nach ATC 14 [8]
$C_0 \dots C_3$	Faktoren zur Ermittlung der Zielverschiebung (Verschiebungs-Koeffizienten-Meth.)
$D_i$	LEHR'sches Dämpfungsmaß der Eigenform $i$
$D_j$	maximale Verformung des äquivalenten Einmassenschwingers; ermittelt aus nichtlinearer Zeitverlaufsberechnung am Einmassenschwinger oder aus inelastischen Verschiebungsantwortspektren (Modale Pushover Analyse)
$e_i$	Faktor zur Erfassung der Beiträge mehrere Eigenschwingungen (Gl. (5.1))
$e_j$	Statische Ausmitte in Stockwerk $j$
$e_{un}$	Unplanmäßige Exzentrizität
$E$	E-Modul
$E_D$	In einem Belastungszyklus vom nichtlinearen System dissipierte Energie
$E_i$	Maximale modale Antwort (Schnittkraft oder Verformung) in der Modalform $i$
$E_{max}$	Rechnerischer Höchstwert der gesuchten Schnittkraft bzw. Verformung
$E_{So}$	Im äquivalenten elastischen System gespeicherte Energie; („o“ wird im Amerikanischen häufig als Ersatz für „0“ verwendet)
$f$	Eigenfrequenz
$F_a, F_p$	An der Sekundärstruktur anzusetzende statische Ersatzlast
$F_b$	Fundamentschub (Ordinate der Pushoverkurve)
$F_D$	Dämpfungskraft
$F_E$	Horizontale Ersatzlast, angreifend im Steifigkeitsmittelpunkt
$F_{el}$	Erdbebenkraft (Fundamentschub) bei Annahme linear-elastischen Bauwerksverhaltens
$f_{i,max}$	Vektor der maximalen Kräfte der Eigenschwingung $i$ in den wesentlichen Freiheitsgraden
$F_i$	Vektor der statischen Ersatzlasten in den wesentlichen Freiheitsgraden bei Berücksichtigung der Modalform $i$
$F_I$	Trägheitskraft

$F_R$	Rückstellkraft
$F_y$	Erdbebenkraft (Fundamentschub) unter Berücksichtigung nichtlinearen Tragverhaltens
$g$	Erdbeschleunigung
$G_j$	Geometrischer Mittelpunkt des Stockwerks $j$
$I$	Flächenträgheitsmoment
$I$	Bedeutungsbeiwert des Gebäudes nach ATC 14 [8]
$I_p$	Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur nach FEMA 222A [37], UBC 97 [48], und ASCE 7-05 [5]
$I_{x,i}$	Flächenträgheitsmoment des Querschnitts $i$ um die globale $x$ -Achse
$h, H$	Gesamthöhe des Tragwerks ab OK Fundament
$k$	Faktor zur Ermittlung des Bedeutungsbeiwerts nach Eurocode 8 [30]
$k$	Steifigkeit (eines Einmassenschwingers)
$\mathbf{K}$	Steifigkeitsmatrix (eines Mehrmassenschwingers)
$k_a$	Steifigkeit der Unterkonstruktion der Sekundärstruktur für Zeitverlaufsberechnungen nach Abschnitt 6.3
$K_e$	Effektive Steifigkeit des nichtlinearen Systems (Verschiebungs-Koeffizienten-Meth.)
$K_{\text{eff}}$	Effektive Steifigkeit des nichtlinearen Systems (Direkte Verschiebungsbasierte Bem.)
$k_{el}$	Anfangssteifigkeit der bilinearen Approximation der Kapazitätskurve
$K_i$	Elastische Steifigkeit (Verschiebungs-Koeffizienten-Methode; Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung)
$K_i$	Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur nach PS 92 [12]
$k_{\text{plast}}$	Endsteifigkeit der bilinearen Approximation der Kapazitätskurve (Kap.-Sp.-Meth.)
$K_T$	Dynamischer Vergrößerungsfaktor nach PS 92 [12]
$L$	Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Ersatzkraft resp. der zur Torsionsschwingung korrespondierenden Biegeschwingung
$L$	Länge (=Höhe) der Aufständering der Sekundärstruktur für Zeitverlaufsberechnungen nach Abschnitt 6.3
$m$	Masse (eines Einmassenschwingers)
$\mathbf{M}$	Massenmatrix (eines Mehrmassenschwingers)
$m_a$	Masse der Sekundärstruktur
$M_E$	Ersatzmoment zur Berücksichtigung der ausmittig angreifenden Ersatzlast
$M_j$	Massenmittelpunkt im Stockwerk $j$
$m_{j,\text{eff}}$	Effektive Modalmasse des äquivalenten Einmassenschwingers für die Modalform $j$
$m_1 \dots m_5$	Masse der Etagen 1 bis 5

$n$	Anzahl zu berücksichtigender Eigenformen
$N$	Jahre, für die die Überschreitungswahrscheinlichkeit gesucht ist
$\mathbf{P}(t)$	Lastvektor der Bewegungsdifferentialgleichung
$P_L$	Überschreitenswahrscheinlichkeit in $T_L$ Jahren
$P_{LR}$	Überschreitenswahrscheinlichkeit in $T_{LR}$ Jahren
$P_N$	Überschreitenswahrscheinlichkeit [%] in $N$ Jahren
$q$	Verhaltensbeiwert
$q_a$	Verhaltensbeiwert der Sekundärstruktur nach EC 8 [30] und DIN 4149 [65]
$q_b$	Verhaltensbeiwert der Primärstruktur nach PS 92 [12]
$r$	Steigungskoeffizient (Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung)
$\mathbf{r}_i$	Verschiebungsvektor der Modalform $i$ in den wesentlichen Freiheitsgraden bei einer Einheitsverschiebung des Fußpunktes in Erregungsrichtung
$R_p$	Verhaltensbeiwert der Sekundärstruktur nach FEMA 222A [37], UBC 97 [48], und ASCE 7-05 [5]
$S$	Parameter zur Berücksichtigung der Baugrundgegebenheiten nach EC 8 [30] und DIN 4149 [65]
$S_a$	Spektralbeschleunigung
$S_{a,max}$	Plateauwert des elastischen Norm-Antwortspektrums (Gleichung (6.2))
$S_{a,max}   S_{d,max}$	Koordinaten des Endpunkts der Kapazitätskurve
$S_{a,p}   S_{d,p}$	Koordinaten des Performance Points im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm
$S_{a,pi}   S_{d,pi}$	Koordinaten eines innerhalb der Iteration angenommenen Performance Points
$S_{a,y}   S_{d,y}$	Koordinaten des effektiven Fließpunkts der bilinearen Approximation der Kapazitätskurve (Kapazitätsspektrum-Methode)
$S_d$	Spektralverschiebung
$S_{DS}, S_{D1}$	Kennwerte des Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrums nach NEHRP [19]
$S_j$	Steifigkeitsmittelpunkt im Stockwerk $j$
$S_v$	Spektralgeschwindigkeit
$t$	Zeit
$T$	Eigenperiode
$T_a, T_p$	Eigenperiode der Sekundärstruktur
$T_e$	Effektive Grundschwingzeit des nichtlinearen Systems (Verschiebungskoeffizienten-Methode)
$T_{eff}$	Effektive Grundschwingzeit des nichtlinearen Systems (Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung)

$T_i$	Grundschwingzeit des elastischen Systems (Verschiebungs-Koeffizienten-Methode)
$T_i$	Eigenperiode der Modalform $i$
$T_L$	Wiederkehrperiode eines Erdbebens (zur Ermittlung des Bedeutungsbeiwerts)
$T_{LR}$	Referenz-Wiederkehrperiode (zur Ermittlung des Bedeutungsbeiwerts)
$T_S$	Grenzperiode zur Abminderung der statischen Ersatzlast nach FEMA 450 [19]
$\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}$	Vektor der Verschiebungen, Geschwindigkeiten, Beschleunigungen (eines Mehrmassenschwingers)
$u, \dot{u}, \ddot{u}$	Verschiebung, Geschwindigkeit, Beschleunigung (eines Einmassenschwingers)
$u_{Dach,j}$	Dachverschiebung bei Betrachtung der $j$ -ten Eigenform
$\mathbf{u}_{i,max}$	Vektor der maximalen Verschiebungen des Mehrmassenschwingers in den wesentlichen Freiheitsgraden in der Modalform $i$
$V_b$	Anzusetzender Fundamentschub (Direkte Verschiebungsbasierte Bemessung)
$V_y$	Effektive Streckgrenze (Verschiebungs-Koeffizienten-Methode)
$W_p$	Gewicht der Sekundärstruktur
$x, \dot{x}, \ddot{x}$	Verschiebung, Geschwindigkeit, Beschleunigung (eines Einmassenschwingers)
$x, z$	Einbauhöhe der Sekundärstruktur über OK Fundament
$\ddot{x}_g$	Fußpunkt- bzw. Bodenbeschleunigung
$x_i$	Abstands des Massenpunkts $i$ bzw. des Querschnitts $i$ bezogen a. d. Referenzpunkt
$x_{i,max}$	Maximale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers in der Modalform $i$
$x_M$	Abstand des Massenmittelpunkts bezogen auf einen Referenzpunkt
$x_S$	Abstand des Steifigkeitsmittelpunkts bezogen auf einen Referenzpunkt

### Griechische Buchstaben

Symbol	Beschreibung
$\alpha$	Koeffizient der Bemessungsbodenbeschleunigung nach EC 8 [30]
$\alpha_j$	Faktor zur Wichtung der Eigenform $j$ (Methode Modaler Kombination)
$\beta, \gamma$	Faktoren des NEWMARK Beta Verfahrens
$\beta_i$	Anteilsfaktor der Modalform $i$ gemäß Gleichung (3.1)
$\beta_0$	Referenzwert zur dämpfungsabhängigen Anpassung des Beschleunigungs-Antwortspektrums nach EC 8 [30] und DIN 4149 [65]
$\delta_t$	Zielverschiebung (Verschiebungs-Koeffizienten-Methode)
$\Delta_t$	Zielverschiebung (Direkte verschiebungsbasierte Bemessung)
$\Delta_{el}$	Gesamtverformung unter Annahme linear-elastischen Tragverhaltens

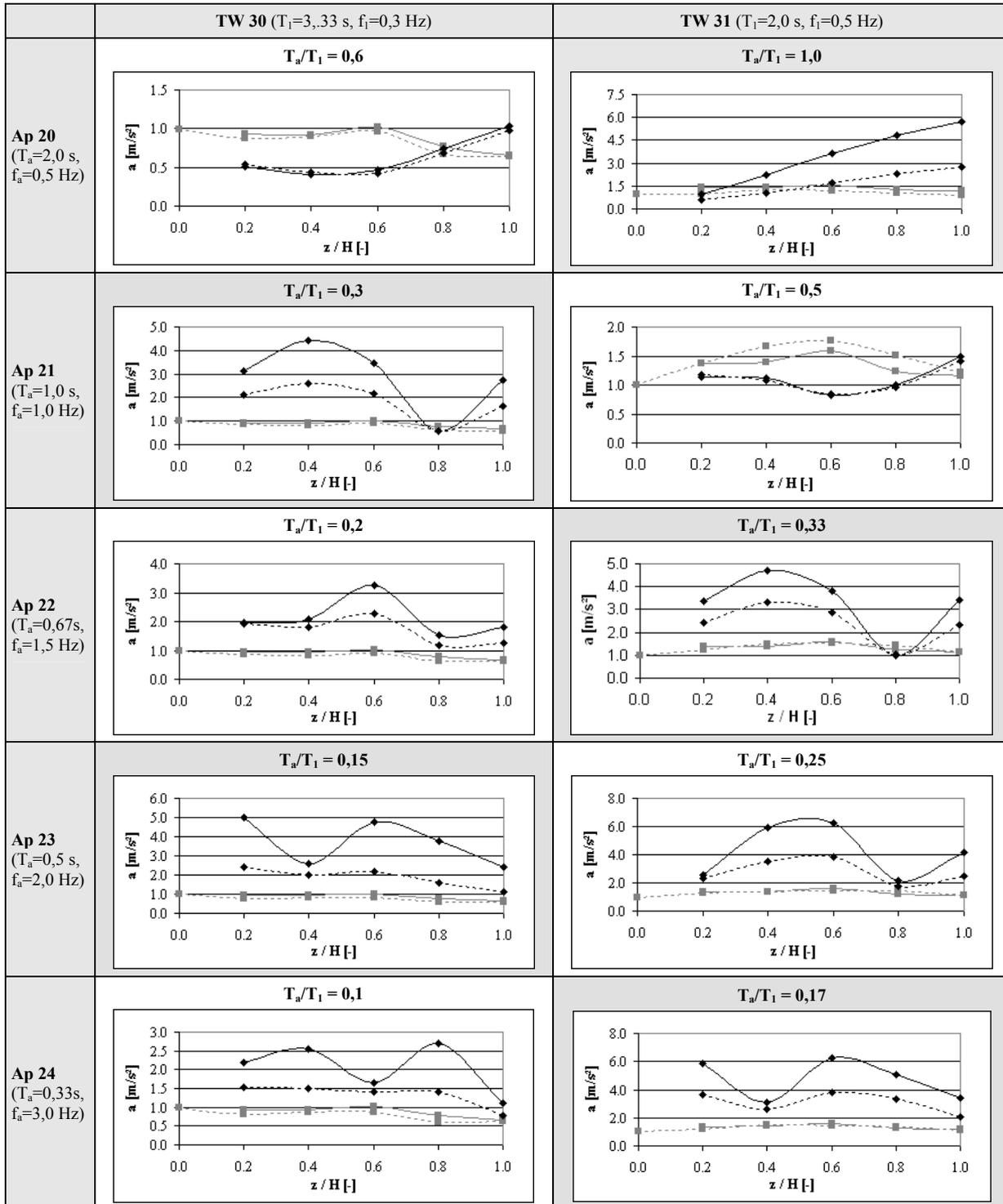
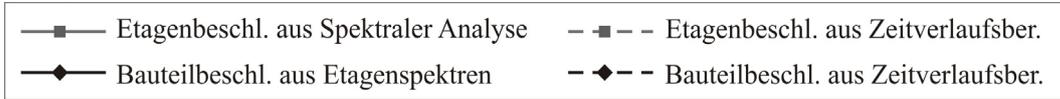
$\Delta_{\text{Dach}}$	Dachverschiebung (Abszisse der Pushoverkurve)
$\Delta F_E$	Anteilige horizontale Ersatzlast
$\Delta F_{ME}$	Anteilige Ersatzlast zur Aufbringung d. Torsionsmoments aus Massenexzentrizität
$\Delta_u$	Gesamtverformung unter Annahme nichtlinearen Tragverhaltens
$\Delta_y$	Elastische Verformung bei Fließbeginn
$\varepsilon_{ij}$	Korrelationskoeffizient zwischen den Eigenformen i und j
$\Phi_i$	Eigenvektor der Modalform i
$\Phi_{\text{Dach},j}$	Dachordinate des normierten Eigenvektors der Modalform j
$\gamma_a$	Bedeutungsbeiwert der Sekundärstruktur nach EC 8 [30] und DIN 4149 [65]
$\gamma_I$	Bedeutungsbeiwert der Primärstruktur nach EC 8 [30] und DIN 4149 [65]
$\Gamma_j$	Partizipationsfaktor der j-ten Eigenform (Modale Pushover Analyse, sowie neues Bemessungskonzept für Sekundärstrukturen)
$\kappa$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Form der Hystereseschleife (Kapazitätsspektrum-Methode)
$\mu$	Verschiebeduktilität
$\eta$	Korrekturfaktor zur dämpfungsabhängigen Skalierung des Beschleunigungsantwortspektrums nach DIN 4149
$\omega$	Eigenkreisfrequenz
$\xi_{\text{eff}}$	Effektive viskose Dämpfung (Gesamtdämpfung) des äquivalenten Einmassenschw.
$\xi_{\text{eq}}$	Äquivalente viskose Dämpfung aus plastischen Verformungen
$\xi_i$	LEHR'sches Dämpfungsmaß der Modalform i
$\xi_0$	Viskose Dämpfung des elastischen Systems

## **Anhang - Parameterstudien zur Validierung der entwickelten Bemessungs- formel für beschleunigungssensitive nichttragende Bauteile im Anlagenbau**

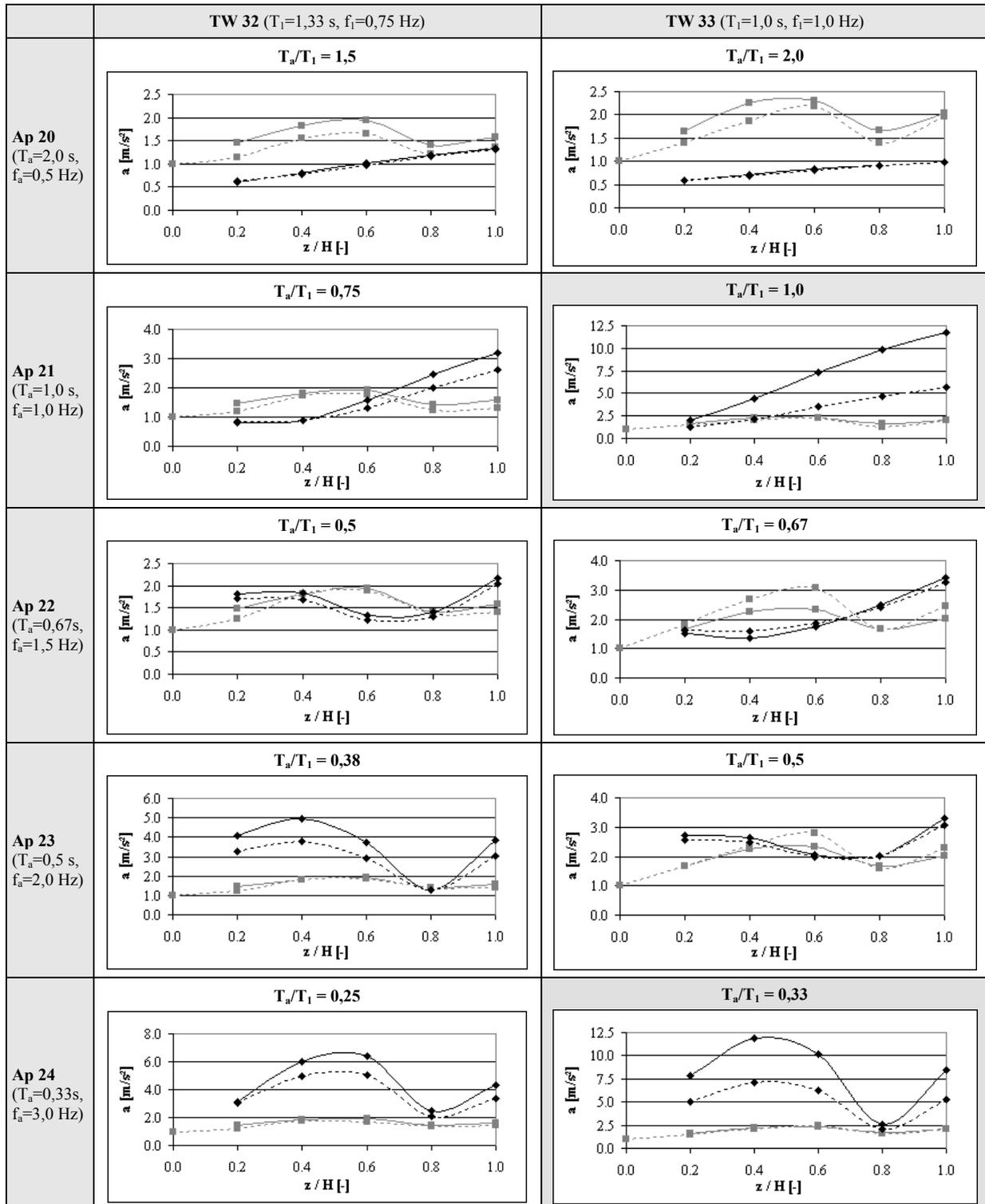
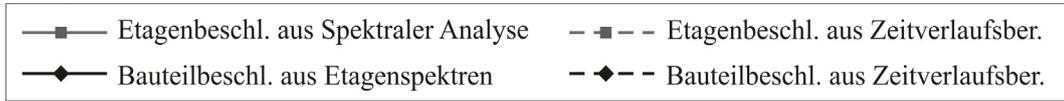
In Abschnitt 6.1 wurde anhand von Etagenspektren gezeigt, dass der Verlauf der Komponentenbeschleunigung, aufgezeichnet über die Einbauhöhe der Komponente im Tragwerk, in hohem Maße vom Verhältnis der Grundswingzeiten von Komponente und Tragwerk abhängt. Auf Grundlage dessen wurde in Abschnitt 6.2 ein über das Periodenverhältnis definiertes dreigeteiltes Bemessungskonzept vorgeschlagen. Zur Validierung dieses Konzepts wurden Parameterstudien durchgeführt, die die relevanten Parameter „Grundswingzeit der Primärstruktur“, „Grundswingzeit der Sekundärstruktur“, „Massenverteilung innerhalb der Primärstruktur“ und „Massenanteil der Sekundärstruktur“ variieren.

Die Randbedingungen der Parameterstudien wurden in Abschnitt 6.3 erläutert und die Ergebnisse zusammengefasst und bewertet. Im Folgenden sind zusätzlich die vollständigen Ergebnisdiagramme aufgeführt. Periodenverhältnisse im Resonanzbereich mit Eigenfrequenzen des Tragwerks sind grau hinterlegt.

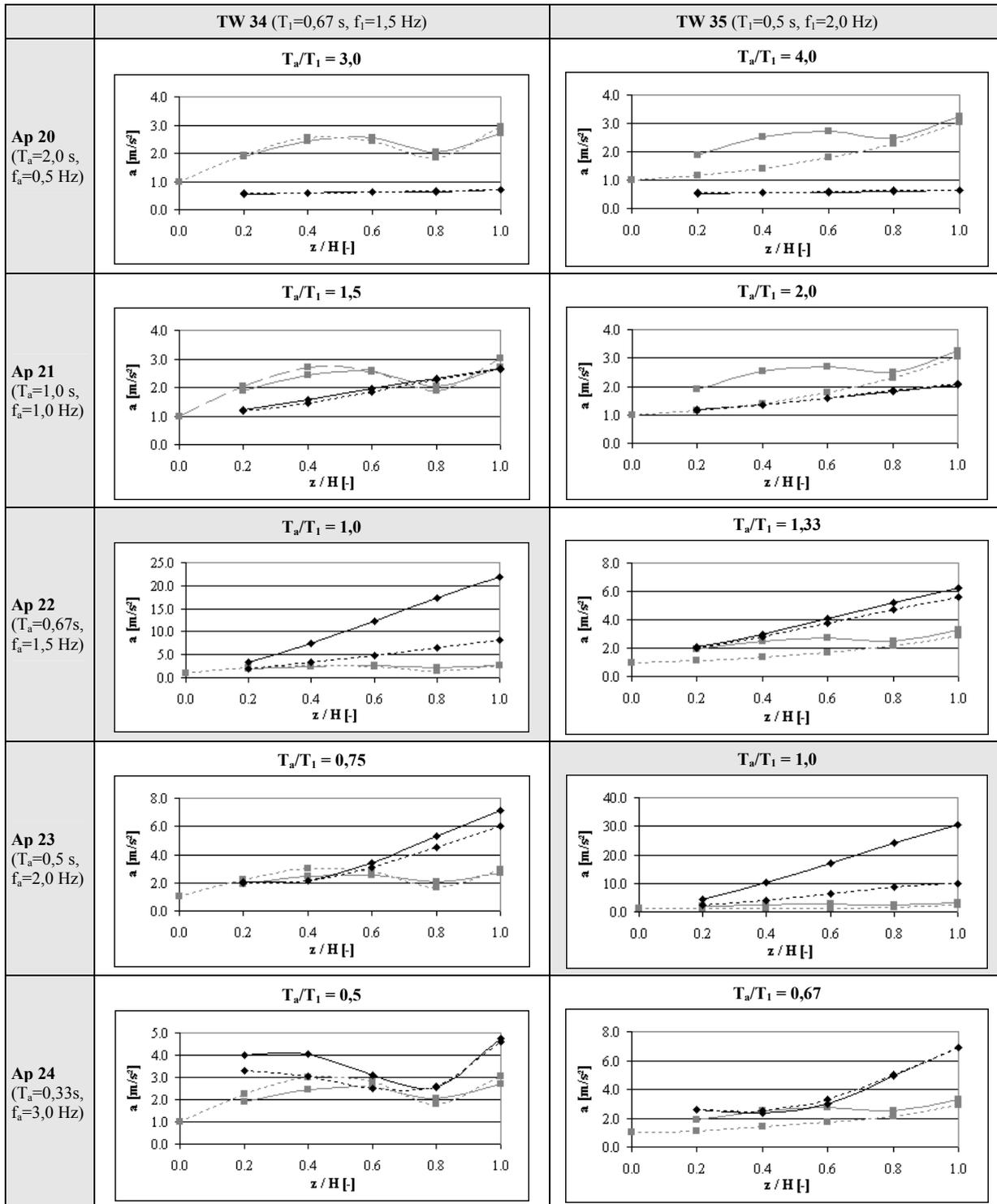
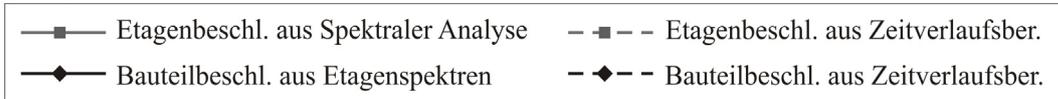
### A.1 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der Beschleunigungen (ungleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)



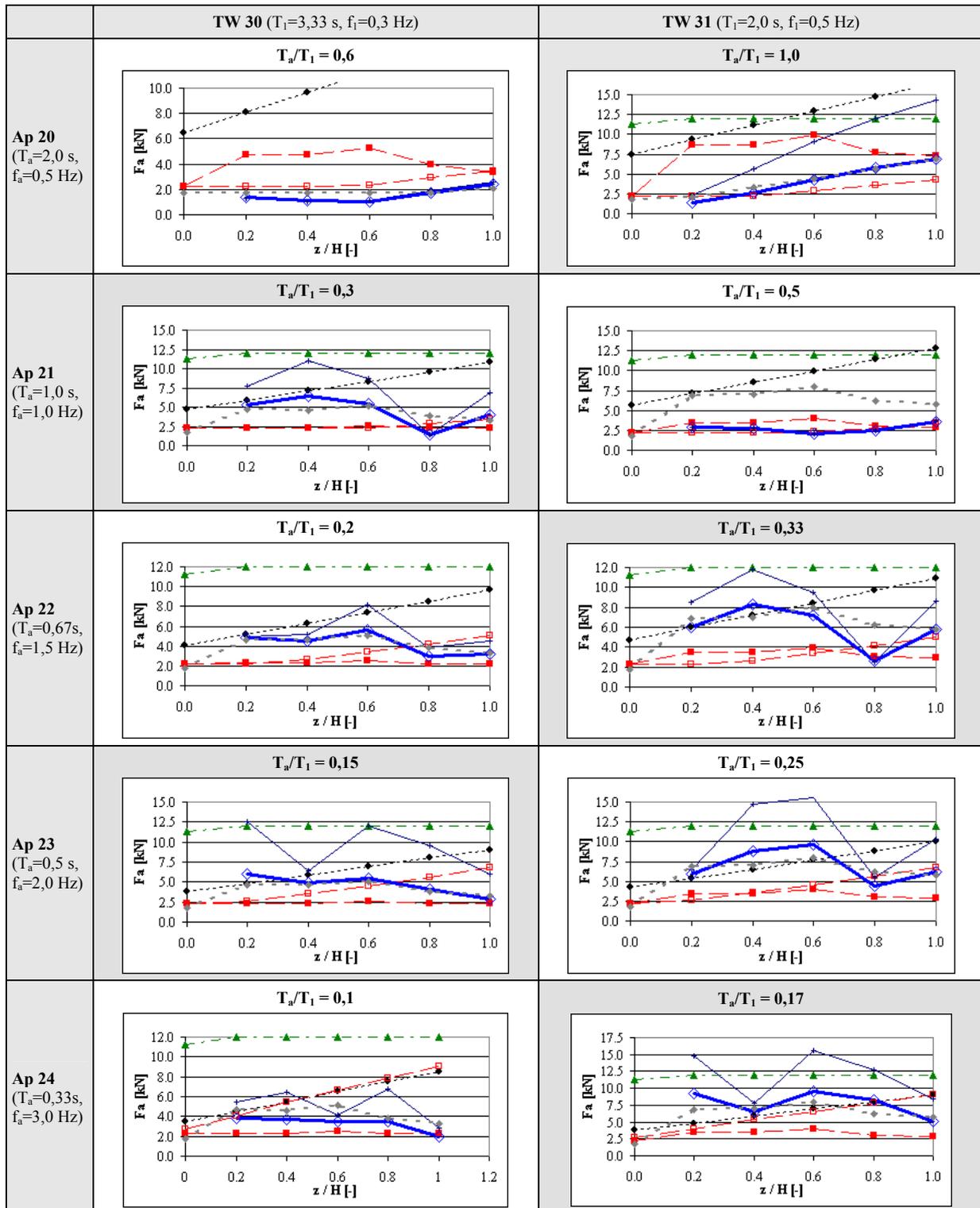
[A.1 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der Beschleunigungen (ungleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)]



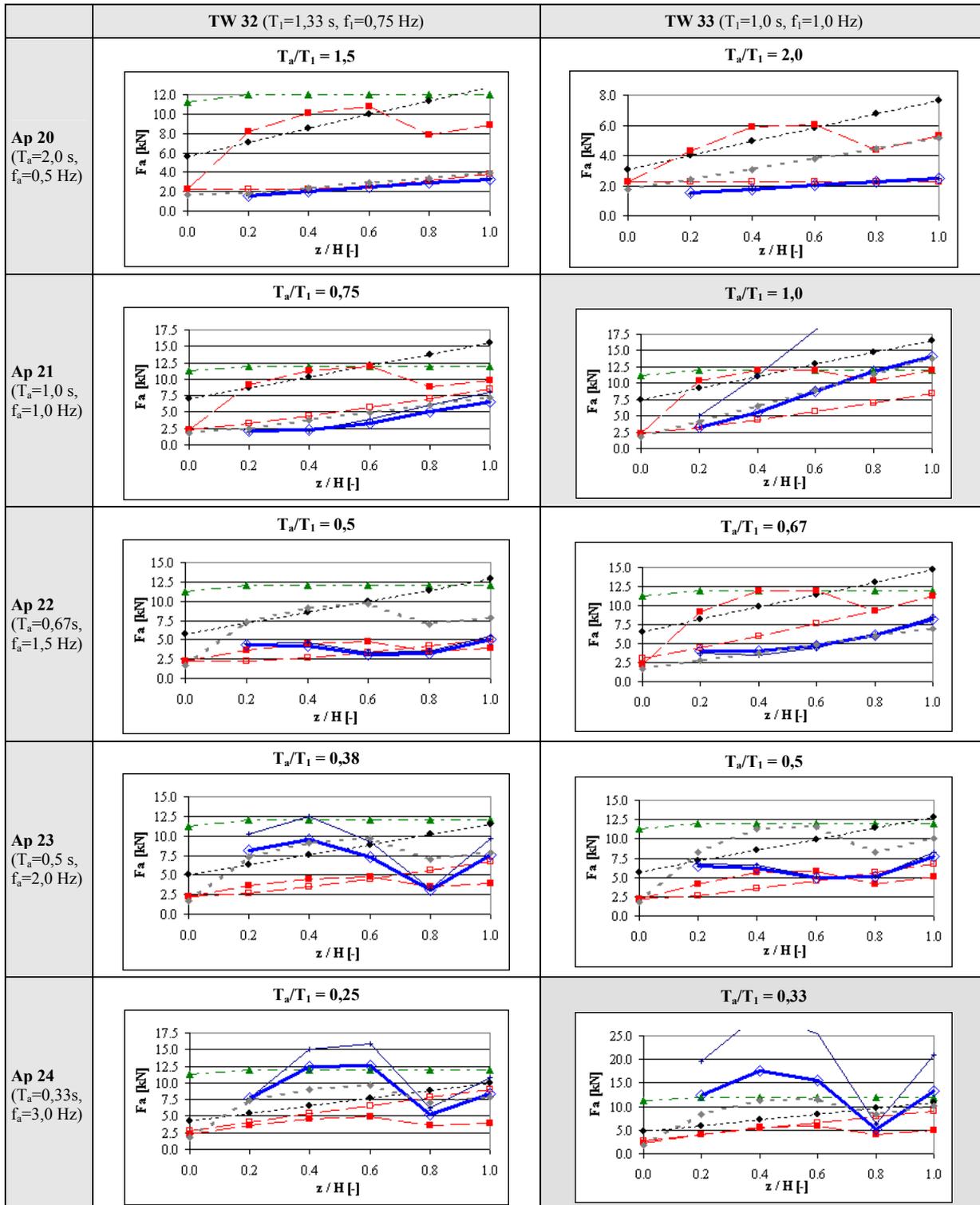
[A.1 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der Beschleunigungen (ungleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)]



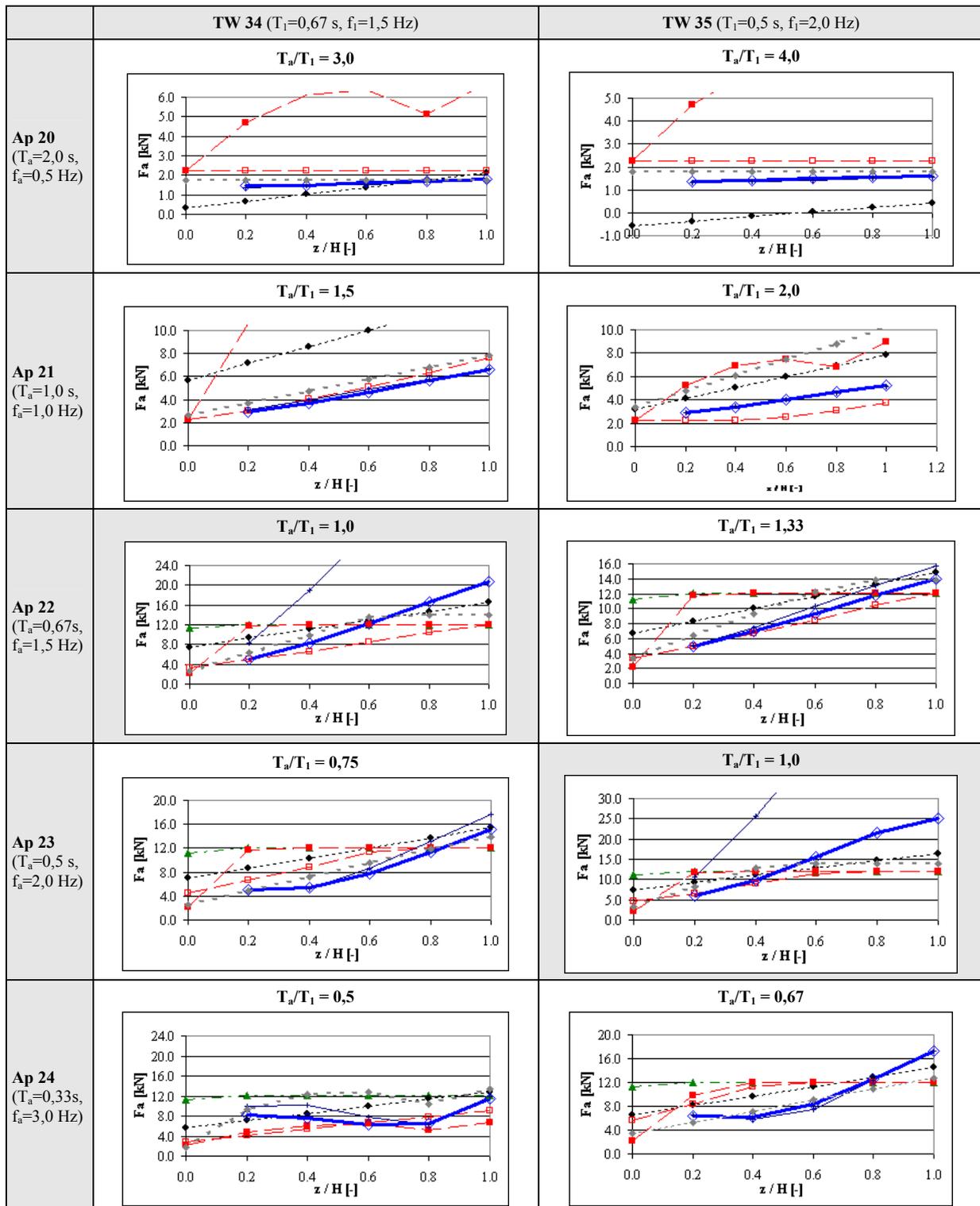
## A.2 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der statischen Ersatzlasten (ungleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)



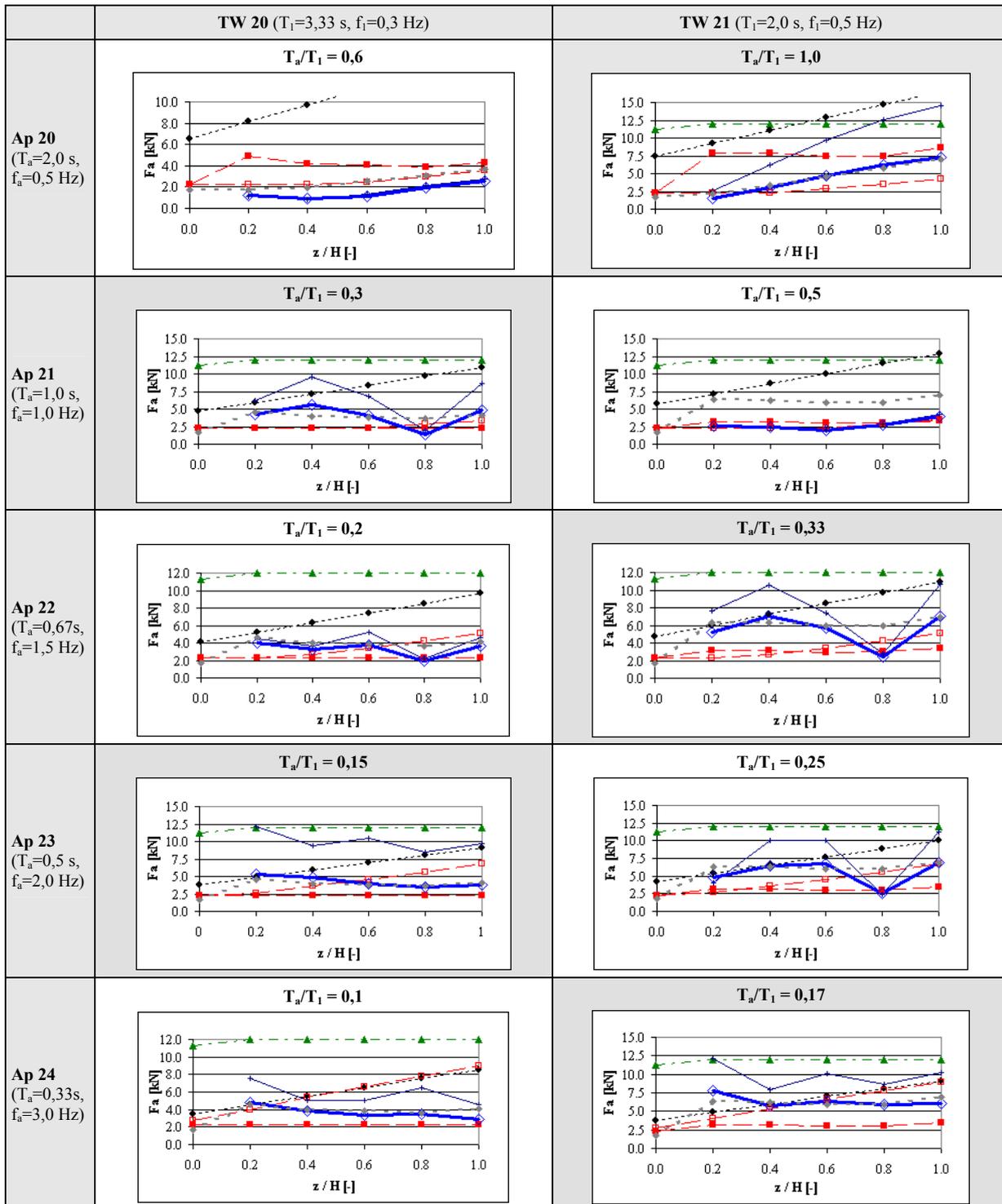
[A.2 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der statischen Ersatzlasten (ungleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)]



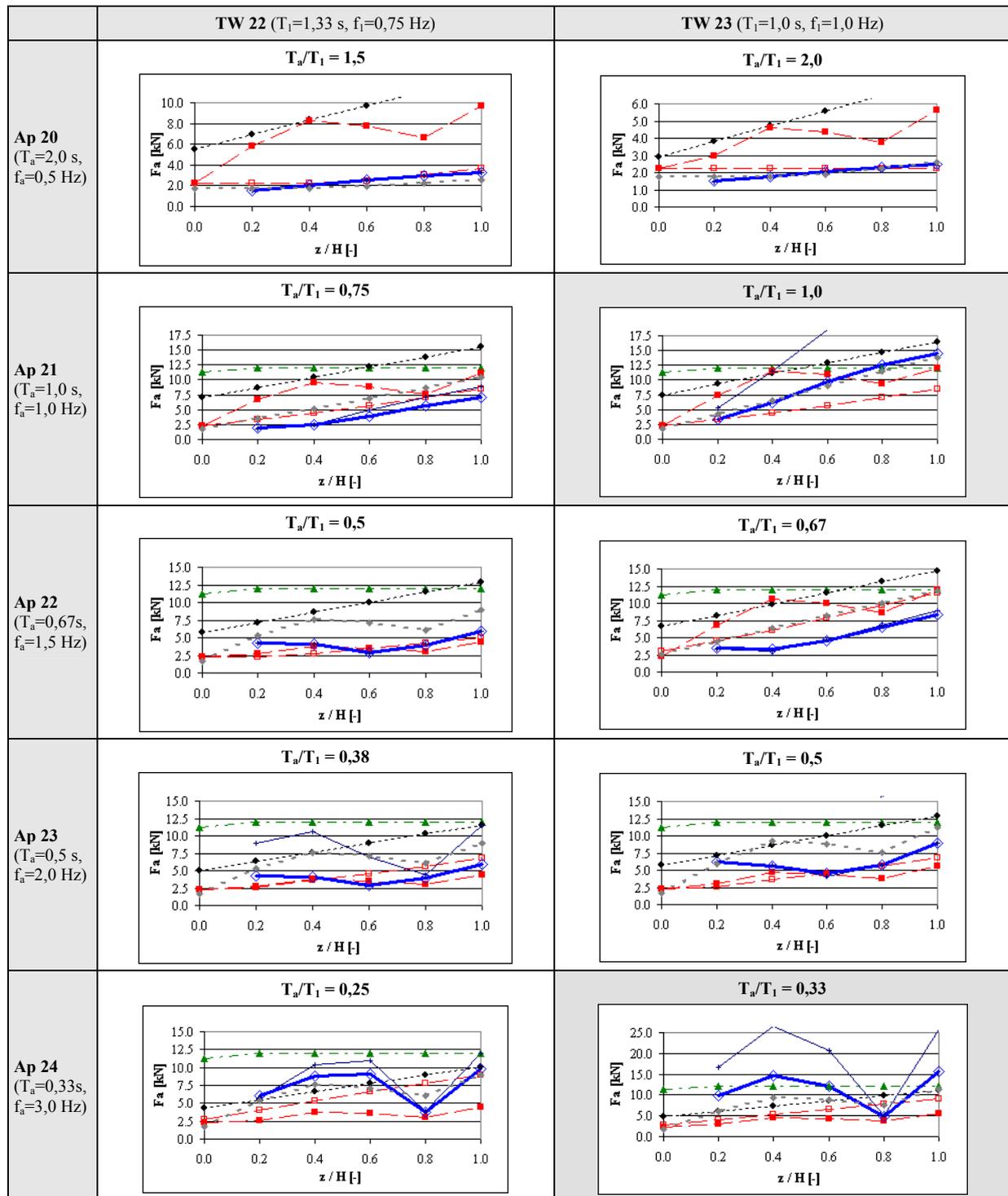
[A.2 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der statischen Ersatzlasten (ungleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)]



### A.3 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der statischen Ersatzlasten (gleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)



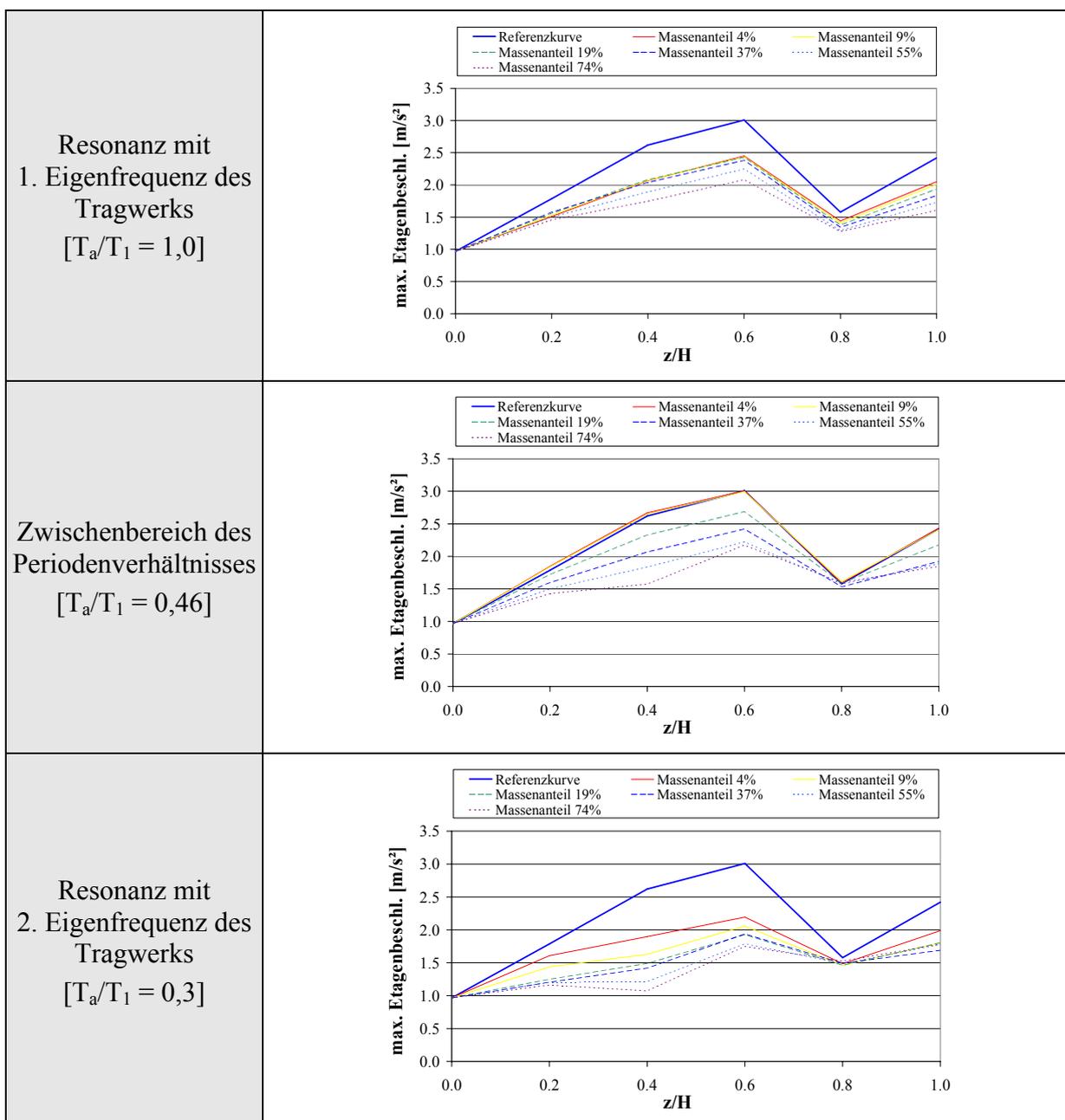
[A.3 Parameterstudien zur Quantifizierung des Einflusses des Periodenverhältnisses – Vergleich der statischen Ersatzlasten (gleichmäßige Verteilung der Etagenmassen)]



## A.4 Parameterstudie zur Quantifizierung des Einflusses der Bauteilmasse – Einfluss der Bauteilmasse auf die Etagenbeschleunigung

„Referenzkurve“: Maximale Etagenbeschleunigungen ermittelt aus Zeitverlaufsberechnungen am idealisierten Modell (Apparate als Punktmassen in Etagenhöhe).

„Massenanteil x %“: Maximale Etagenbeschleunigungen ermittelt aus Zeitverlaufsberechnungen am differenzierten Modell (Apparate als Einmassenschwinger abgebildet); der Massenanteil bezeichnet den Anteil der Apparatmasse an der Etagenmasse; es wurde lediglich der Apparat auf Etage 2 variiert, während auf allen anderen Ebenen ausschließlich Etagenmassen aufgebracht wurden.





# Lebenslauf

---

## *Persönliche Daten*

Name: Britta Holtschoppen, geb. Toll  
Geburtsdatum: 10. Dezember 1978  
Geburtsort: Essen  
Familienstand: verheiratet mit Gerrit Holtschoppen, Brandschutzingenieur,  
Sohn Florian geboren im März 2007

## *Schulbildung*

1985 - 1989 Graf-Spee-Schule (Grundschule) in Essen  
1989 - 1998 Goetheschule (Gymnasium) in Essen  
Aug. 1995 - Jan. 1996 Beaver creek High School in Dayton, Ohio, USA

## *Studium*

Okt. 1998 - März 2004 Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen  
Studienschwerpunkte: Baustatik, Baudynamik,  
Baubetriebslehre, Stahlbau

## *Berufsweg*

Jun. - Okt. 1998 Praktikum; Bauunternehmung Bergfort, Essen  
(Praktische Tätigkeit auf verschiedenen Baustellen)  
Mai - Sept. 2000 und studentische Hilfskraft am Lehrstuhl für Baustatik und  
März 2001 - Dez. 2003 Baudynamik der RWTH Aachen  
Okt. 2000 - Nov. 2000 Praktikum; Bauunternehmung Grinaker, Kapstadt, Südafrika  
(Bauleitungsassistenz im Schlüsselfertigbau)  
Nov. 2000 - Jan. 2001 Praktikum; Ingenieurbüro Arcus Gibb, Kapstadt, Südafrika  
(Entwurf und Berechnung verschiedener Projekte)  
Mai - Nov. 2004 Marie-Curie-Stipendium der Europäischen Kommission;  
Forschungsaufenthalt an der University of Bristol, England,  
(Untersuchung des Verformungsverhaltens von Mauerwerks-  
scheiben unter dynamischer out-of-plane Belastung)  
seit Dez. 2004 Wissenschaftliche Angestellte am Lehrstuhl für Baustatik  
und Baudynamik der RWTH Aachen  
Dez. 2004 - Dez. 2006 Assistentin des Vorsitzenden des Fakultätentags für  
Bauingenieurwesen und Geodäsie  
seit Jan. 2005 Freiberufliche ingenieurpraktische Tätigkeit