

Einflussgrößen für das Schwingungsverhalten von Gebäuden zur Prognose von Erschütterungsimmissionen

vorgelegt von
Diplom-Ingenieur
Christian Meinhardt
aus Berlin

von der Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt
der Technischen Universität Berlin
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der Ingenieurwissenschaften
- Dr.-Ing. -

genehmigte Dissertation

Promotionsausschuss:

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. habil. Yuri Petryna

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Stavros Savidis

2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Werner Rücker

Tag der wissenschaftliche Aussprache: 17. Dezember 2007

Berlin 2008

D 83

ZUSAMMENFASSUNG

In dieser Arbeit wird ein praxisnahes Verfahren zur Prognose von Erschütterungsimmissionen entwickelt. Dadurch soll es mit einem einfachen analytischen Rechenverfahren möglich sein, das Schwingungsverhalten von Gebäuden bei Erschütterungsanregung zu beschreiben. Dazu werden zunächst verschiedene Einflüsse auf die Erschütterungseinleitung vom Boden auf das Bauwerk sowie auf die Erschütterungsweiterleitung innerhalb eines Gebäudes anhand von Ergebnissen anderer Autoren näher untersucht und zusammengefasst. Im nächsten Schritt werden besonders relevante Einflussfaktoren mittels numerischer Parameterstudien erfasst und die resultierenden Effekte verallgemeinert. Das gilt auch für die bei zahlreichen experimentellen Untersuchungen gemachten Beobachtungen. Gleichzeitig werden diese zur Bestätigung und Quantifizierung der rechnerisch untersuchten Effekte sowie zur Definition empirischer Vergleichswerte genutzt. Bei diesen Vergleichswerten handelt es sich um Eingangsgrößen, wie etwa der anzusetzenden Strukturdämpfung oder aber den Übertragungsfaktoren der Erschütterungen bei Einleitung in das Gebäude und Weiterleitung innerhalb des Gebäudes. Zusätzlich zeigen die experimentellen und numerischen Untersuchungen, dass die Vereinfachung der Anregungsmechanismen bei Erschütterungen durch Betrachtung einer ausschließlich vertikalen Anregung des Bauwerks gerechtfertigt ist.

Mit Hilfe der so gewonnen Erkenntnisse können Korrekturfaktoren für ein einfaches analytisches Modell zur Erfassung des Schwingungsverhaltens von Gebäuden abgeleitet werden. Das Modell sowie die zugehörigen Faktoren werden ebenfalls in dieser Arbeit vorgestellt. Außerdem wird ein Verfahren zur Berücksichtigung von Fehlern bei der Abschätzung verschiedener Parameter genannt.

Schließlich wird das so entwickelte Prognoseverfahren für Erschütterungsimmissionen anhand verschiedener messtechnischer Untersuchungen von Gebäuden validiert, wobei vor allem die Modellierung des Gebäudes als Starrkörpermodell mit zwei Freiheitsgraden gegenüber den Messergebnissen und Ergebnissen komplexer numerischer Berechnungen abgewogen wird. Die aus dem Vergleich gezogenen Schlussfolgerungen dienen der Zusammenfassung und Bewertung der Arbeit.

ABSTRACT

A practical method for predicting vibrational immissions is developed. The goal is the characterization of the vibrational behaviour of buildings that results from ground motion using simple analytical methods. For this purpose, various factors that initiate the transfer of vibration from the ground to the building structure, as well as the transmission of the vibration throughout the structure, are investigated and summarized; results of other authors are also discussed. In the next step, relevant factors that influence vibrational behaviour will be examined in a study of numerical parameters, and the resulting effects will be generalized. The same procedure will be carried out for the results of empirical investigations. These results will simultaneously be used to confirm and quantify the theoretically computed values. Furthermore, these results will be used to define the empirical values for the comparison of input parameters, such as structural damping or transmission factors of the vibration after reaching the building structure and spreading within it.

With the help of the thus obtained results, correction factors for a simple analytical model will be derived to describe the vibrational behaviour of buildings. The model as well as the correction factors will be discussed here.

Additionally the numerical and experimental results show, that the simplification of the excitation mechanism due to vibrations by regarding only a vertical excitation of the soil elements is justified. Furthermore, a method to account for errors in the approximation of various parameters will be presented.

Finally, the prognostic method that is developed here for the prediction of vibrational immissions will be validated using various measurements of building structures. The primary model used, a rigid-body model that includes two degrees of freedom, will be tested using results from measurements and results of complex numerical calculations. The conclusions that can be drawn will serve as both a summary and an evaluation of the work.

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2001 bis 2006 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter der Fachgruppe VII.2 der Bundesanstalt für Materialforschung und- prüfung (BAM). Die Beteiligung an einem Forschungsprojekt, gefördert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BmBF), zur Erstellung eines praxisgerechten Prognosemodells für Schienenverkehrserschütterungen, ermöglichte mir die Durchführung der in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen zu einem Teilbereich des Prognosemodells, der Erschütterungsübertragung in Gebäude. Daher gilt mein besonderer Dank den ebenfalls an diesem Projekt beteiligten Kollegen Herrn Prof. Dr.- Ing. Rücker und Herrn Dr.- Ing. Auersch, die mich während der gesamten Zeit fachlich betreut haben und auf deren Forschungsergebnisse und Methoden ich dankbar zurückgreifen konnte. Des Weiteren gilt mein Dank Herrn Dipl.-Ing. Said und Herrn Dipl.-Phys. Schmid, denen ich zahlreiche Einblicke in die Messtechnik und Datenverarbeitung verdanke. Auch möchte ich mich bei Herrn Wuttke und Herrn Dipl.-Ing. Ziegler für ihre Bereitschaft bedanken, mich jederzeit bei aufwendigen Gebäudemessungen zu unterstützen.

Aus der Kooperation mit der TU Berlin zur Bearbeitung des oben genannten Forschungsprojektes hat sich auch eine Zusammenarbeit zur Erstellung dieser Arbeit ergeben. Für die Betreuung am Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin, für das Interesse an meiner Arbeit sowie für Anregungen und hilfreiche Diskussionen bin ich Herrn Prof. Dr.- Ing. Savidis zu Dank verpflichtet.

Weiterhin gilt mein Dank meinem neuen Arbeitgeber, der Firma Gerb Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG, die es mir ermöglichte, diese Arbeit erfolgreich und ohne Zeitdruck zu beenden. Ein besonderer Dank gilt dabei Herrn Dr.- Ing. Winkler.

Für seine langjährige Freundschaft und die akribische Auseinandersetzung mit dieser Arbeit danke ich besonders Herrn Dipl.- Ing. Bürger.

Für moralische Unterstützung möchte ich vor allem meinen Eltern danken, die mich stets ermutigten mein Ziel nicht aus den Augen zu verlieren. Dies gilt auch für Herrn Prof. Dr.-Ing. Elghobashi, dessen Hinweise zur Erstellung einer wissenschaftlichen Arbeit mich stets motiviert haben. Dank auf ganz besonderer Ebene gebührt meiner zukünftigen Frau Nadia für ihre Geduld und ihre hilfreichen Ratschläge.

Berlin, im Februar 2007

Christian Meinhardt

INHALTSVERZEICHNIS

1.	Einleitung und Zielsetzung	4
1.1	Verfahren zur Immissionsprognose	4
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise der Arbeit	6
2.	Beschreibung der relevanten Einflussgrößen auf das Schwingungsverhalten von Gebäuden	8
2.1	Grundlegende Einflussgrößen beim Übergang der Erschütterungen vom Baugrund auf das Gebäude	9
2.1.1	Einbindetiefe	10
2.1.2	Reibungskoeffizient des Bodens	12
2.1.3	Gegenseitige Beeinflussung / Einfluss der Bauwerksgrundfläche	13
2.1.4	Einfluss der Inhomogenität und Schichtung des Bodens	15
2.1.5	Einfluss der Fundamentstarrheit bei Wellenfeldanregung	17
2.1.6	Zusammenfassung	19
2.1.7	Sonderfall: Pfahl- bzw. Pfahlgruppengründungen	19
2.2	Grundlegende Einflussgrößen bei der Weiterleitung der Erschütterungen innerhalb des Gebäudes	24
2.2.1	Aussteifungsgrad des Gebäudes	24
2.2.2	Erschütterungsübertragung aufsteigender Bauteilen - Einfluss der Höhenlage	25
2.2.3	Phasendifferente Anregung der Deckenaufleger	26
2.2.4	Koinzidenzeffekte	26
2.2.5	Zusammenfassung	27
2.3	Dynamische Materialeigenschaften von Baustoffen	28
2.4	Beschreibung relevanter Dämpfungsmechanismen	30
3.	Rechnerische Quantifizierung verschiedener relevanter Einflussgrößen zur Berücksichtigung für eine praxisnahe Immissionsprognose	35
3.1	Für Parameterstudien verwendete Rechenverfahren	36
3.1.1	Gekoppeltes Randelement- / Finite Element - Rechenverfahren	36
3.1.2	Berücksichtigung der Dämpfung im BEM-FEM Verfahren	39
3.1.3	3- dimensionales Finite Element Verfahren	40
3.1.4	Berücksichtigung der Dämpfung im FE- Verfahren	42
3.2	Allgemeine Identifikation des rechnerisch ermittelten Schwingverhalten eines Referenzmodells	44
3.2.1	Analyse der angeregten Schwingform des Gesamtgebäudes	44
3.2.2	Vergleich der angewendeten Verfahren anhand eines Referenzmodells	45

3.3	Untersuchte Einflussgrößen bei der Erschütterungseinleitung	48
3.3.1	Einfluss der Einbindetiefe	48
3.3.2	Einfluss des Fundamenttyps	52
3.3.3	Einfluss der Bodensteifigkeit	55
3.3.4	Einfluss der Fundamentstarrheit bei Wellenfeldanregung.....	57
3.4	Untersuchte Einflüsse bei der Erschütterungsweiterleitung	62
3.4.1	Einfluss der Deckenaufleger- und Gebäudesteifigkeit.....	62
3.4.2	Einfluss der Materialdämpfung	65
3.4.3	Einfluss der Höhenlage im Gebäude	67
3.4.4	Einfluss der phasenverschobenen Anregung der Deckenaufleger	71
4.	Messtechnische Untersuchung verschiedener Einflüsse zur Berücksichtigung für eine praxisnahe Immissionsprognose.....	73
4.1	Überblick zu den durchgeführten Messungen.....	74
4.2	Allgemeine Auswertung zum Schwingungsverhalten von Gebäuden	78
4.2.1	Auswertung im Zeitbereich	78
4.2.2	Allgemeine Auswertung im Frequenzbereich	79
4.3	Messtechnische Validierung der Einflüsse beim Erschütterungseintrag	84
4.3.1	Identifikation der Schwingform	84
4.3.2	Untersuchungen zum Einfluss der Einbettung des Gebäudes	86
4.4	Untersuchung der Einflüsse bei der Erschütterungsweiterleitung	88
4.4.1	Einfluss der Höhenlage im Gebäude auf die Deckenschwingungen.....	88
4.5	Empirische Dämpfungswerte für Geschoßdecken.....	91
5.	Vorstellung eines praxisnahen Verfahrens für die Immissionsprognose.....	97
5.1	Ableitung des 2-Massen- Modells	97
5.2	Definition der Eingabeparameter	101
5.3	Ermittlung von k_B.....	103
5.3.1	Ermittlung von k_B für Flächengründungen	103
5.3.2	Ermittlung von k_B für Pfahlgründungen.....	108
5.4	Ermittlung von c_B.....	110
5.4.1	Ermittlung von c_B für Flächengründungen	110
5.4.2	Ermittlung von c_B für Pfahlgründungen.....	114
5.5	Ermittlung von k_D.....	115
5.6	Ermittlung von c_D.....	118
5.7	Berücksichtigung von Fehlern bei der Abschätzung von Kennwerten.....	121

6.	Validierung des Modells und Schlussfolgerungen	123
6.1	Vergleich der prognostizierten Übertragungsfunktionen mit Messergebnissen und Ergebnissen komplexer numerischer Berechnungen.....	123
6.2	Schlussfolgerungen und Zusammenfassung	131
	ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	134
	LITERATURVERZEICHNIS	138

1. Einleitung und Zielsetzung

1.1 Verfahren zur Immissionsprognose

Zur Vermeidung zu hoher Erschütterungsbelastungen in Wohn- und Geschäftsgebäuden bzw. an sensiblen Mess- und Fertigungseinrichtungen werden immer häufiger Erschütterungsprognosen gefordert. Dabei sollen Bauwerksschwingungen, die aus einer Anregung durch Schienen- bzw. Straßenverkehr, Sprengungen, Rammungen oder dem Betrieb von Maschinen in näherer Umgebung resultieren, abgeschätzt werden. Üblicherweise wird bei solchen, so genannten Immissionsprognosen, die Bauwerksreaktion auf die am Ort der geplanten Bebauung ermittelten Erschütterungen bestimmt, oder es wird die Anfälligkeit eines bestehenden Gebäudes auf zu erwartende Schwingungen abgeschätzt. Die Beurteilung der prognostizierten Erschütterungen, also den Bauwerksbewegungen mit Frequenzen von 1 Hz bis 80 Hz, erfolgt im Falle von Mess- und Fertigungsanlagen nach vom Hersteller oder Bauherrn definierten Kriterien oder aber nach einschlägigen Vorschriften, wie zum Beispiel der DIN 4150 Teil 1 „Erschütterungen im Bauwesen – Einwirkungen auf bauliche Anlagen“ und Teil 2 „Erschütterungen im Bauwesen – Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden“. Zur Bewertung nach DIN 4150-Teil 2 werden dabei die Schwingungen der Geschossdecken betrachtet.

Wesentlicher Bestandteil bei der Erschütterungsübertragung vom umgebenden Boden auf das Bauwerk ist dabei die Boden-Bauwerks-Interaktion. Durch Massenträgheit und Steifigkeit des Bauwerks werden die sich im Boden ausbreitenden Schwingungen verändert. Bei der Erschütterungseinleitung in das Bauwerk wirkt sich die Interaktion wie ein „Tiefpassfilter“ aus, das heißt, es werden hauptsächlich Schwingungen im Frequenzbereich der Gesamtbauwerksresonanz übertragen bzw. verstärkt. Schwingungen mit höheren Frequenzen hingegen werden stark abgemindert. Dieses Übertragungsverhalten lässt sich mit einem Einmassenschwinger auf Feder- und Dämpferelementen gut beschreiben, jedoch stellt die realistische Ermittlung der Steifigkeits- und Dämpferkenngrößen eine wesentliche Schwierigkeit bei der Ermittlung des Schwingungsverhaltens von Bauwerken dar. Eine gute Näherung bei der Ermittlung dieser Kennwerte stellen dabei die für ein kreisförmiges starres Fundament auf dem Halbraum geltenden konstanten Steifigkeits- und Dämpfungsbeziehungen dar (siehe [46]). In weitergehenden Untersuchungen, bei denen der Baugrund als Kontinuum abgebildet wird, werden frequenzabhängige Verformungsbeziehungen für flexible Gründungsvarianten definiert (z. B. in [9]) oder aber der Einfluss eines inhomogenen Bodens unterhalb eines Fundamentes untersucht (z. B. in [73], [23], [11]). Die dafür zum Teil benutzte Randelementmethode, welche sich der Grundlösungen für den unendlichen bzw. halbunendlichen Raum bedient und bei der Energie absorbierende Elemente an den Schichtgrenzen eine vollständige Reflektion einlaufender Wellen vermeiden, wurde auch verwendet um Steifigkeits- und Dämpferwerte für Fundament- oder Pfahlgruppen zu bestimmen (z. B. in [9], [24], [43], [36]).

Mit Kenntnis der auf das Bauwerk übertragenen Schwingungen lassen sich dessen Reaktionen auf die eingeleiteten Erschütterungen wiederum an einfachen Modellen abschätzen.

Neben der Modellierung des gesamten Bauwerks als Einmassenschwinger finden Starrkörper- oder Balkenmodelle (Timoshenko-Balken) zur Charakterisierung des Verhaltens einzelner Bauteile Verwendung ([35], [18]). Gleichzeitig erlaubt die Finite Element Methode eine vollständige realitätsnahe Modellierung des Bauwerks mit n - Freiheitsgraden, welche auch Kopplungseffekte zwischen einzelnen Bauteilen berücksichtigt. Um allgemeine Aussagen zum Schwingungsverhalten von Bauwerken treffen zu können, werden bspw. in [6] Parameterstudien durchgeführt.

Durch Kopplung der Randelementmethode mit der Finiten Element Methode (z. Bsp. in [64], [37]) lassen sich komplexe Analysen des Schwingungsverhaltens von Bauwerken in allen Gründungsvarianten unter sehr realistischer Berücksichtigung der Boden-Bauwerkswechselwirkung durchführen. Bei diesen komplexen Modellen wird zwischen „direkter Methode“ und „Substruktur-Methode“ unterschieden. Bei der direkten Methode werden Boden und Bauwerk zusammenhängend modelliert. Bei der „Substruktur-Methode“ oder auch der „entkoppelten Methode“, werden Bauwerk und Boden getrennt voneinander behandelt. Dies hat den Vorteil, dass ein Bauwerk mit einem FE- Programm berechnet werden kann, während der umgebende Halbraum als Kontinuum betrachtet wird, für den an den Kopplungspunkten Impedanzfunktionen bestimmt werden. Diese werden wiederum im Bauwerksmodell vor allem durch Feder-Dämpfer Modelle weiter verwendet. Mit der Substruktur-Methode lässt sich eine deutliche Unterscheidung zwischen Schwingungs- bzw. Erschütterungseinleitung in das Bauwerk und der Berechnung des Schwingungsverhaltens des Bauwerks vollziehen.

Komplexe, auf Grundlage der gekoppelten Rand- und Finiten- Element Methode erstellte, Bauwerksmodelle werden mittlerweile häufig zur Immissionsprognose verwendet. Neben einem hohen Berechnungs- und Modellierungsaufwand sind jedoch auch zahlreiche Eingangsparameter, speziell Bodenparameter, erforderlich, die in der geforderten Zahl meist nicht vorhanden sind bzw. deren Bestimmung ebenfalls mit größerem Aufwand verbunden ist. Daher werden in der Praxis vornehmlich einfache, auf den analytischen Lösungen von Ein- bzw. Zweimassenschwingern beruhende Prognosemodelle (bspw. in [38]) verwendet, um die zu erwartenden Erschütterungsimmissionen zu ermitteln. Ziel dieser einfachen Modelle ist es, die Bauwerksreaktionen den Freiheitsgraden der Starrkörpermodelle zuzuordnen und damit das Schwingungsverhalten im Frequenzbereich zu beschreiben. Dabei ist das Abschätzen der maßgebenden Decken- bzw. Gesamtbauwerkseigenfrequenzen unerlässlich. Mit der auf diese Weise ermittelten Übertragungsfunktion lässt sich bei Kenntnis der Bodenschwingungen im Bereich der geplanten Bebauung die Gebäudeantwort ableiten. Ein wesentlicher Nachteil dieser einfachen Modelle zur Immissionsprognose ist die fehlende Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen dem Gebäude und den einzelnen Bauteilen, speziell der Geschossdecken. Die in [67] sowie [13] vorgestellten Wand-Decken Modelle berücksichtigen diese, vermindern jedoch aufgrund des größeren Rechenaufwandes die praxisnahe Anwendbarkeit und setzen einen über alle Stockwerke regelmäßigen Grundriss voraus.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise der Arbeit

Wie Abschnitt 1.1 erwähnt, bleiben bei einfachen praxisnahen Prognosemodellen Einflüsse auf das Schwingverhalten unberücksichtigt, so dass Effekte bezüglich der Wechselwirkung einzelner Bauteile nicht abgebildet werden.

Um dennoch realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten, müssen Eingangsgrößen wie etwa die Fundamentsteifigkeit, Abstrahldämpfung und die zur Abschätzung der Deckeneigenfrequenz führenden Steifigkeitsparameter sorgfältig ausgewählt werden. Hinzu kommt, dass zu einer realistischen Abschätzung der Bauwerksamplituden qualitative und quantitative Kenntnisse über Dämpfungsmechanismen innerhalb der untersuchten Struktur nötig sind.

Diese Arbeit dient der Vorstellung eines praxisnahen Verfahrens zur Immissionsprognose, das sich zwar den Berechnungsmethoden einfacher Starrkörpermodelle bedient aber dennoch entsprechende Einflüsse auf das Schwingungsverhalten berücksichtigt. Durch experimentelle Untersuchungen und die Verwendung komplexer numerischer Rechenmodelle sollen relevante Einflussgrößen sowie die bei der Erschütterungsein- bzw. Weiterleitung auftretenden Effekte quantifiziert und für ein einfaches Rechenverfahren aufbereitet werden. Anhand zahlreicher gewonnener Messwerte ist es zusätzlich möglich, realistische Dämpfungswerte für Geschoßdecken zu definieren.

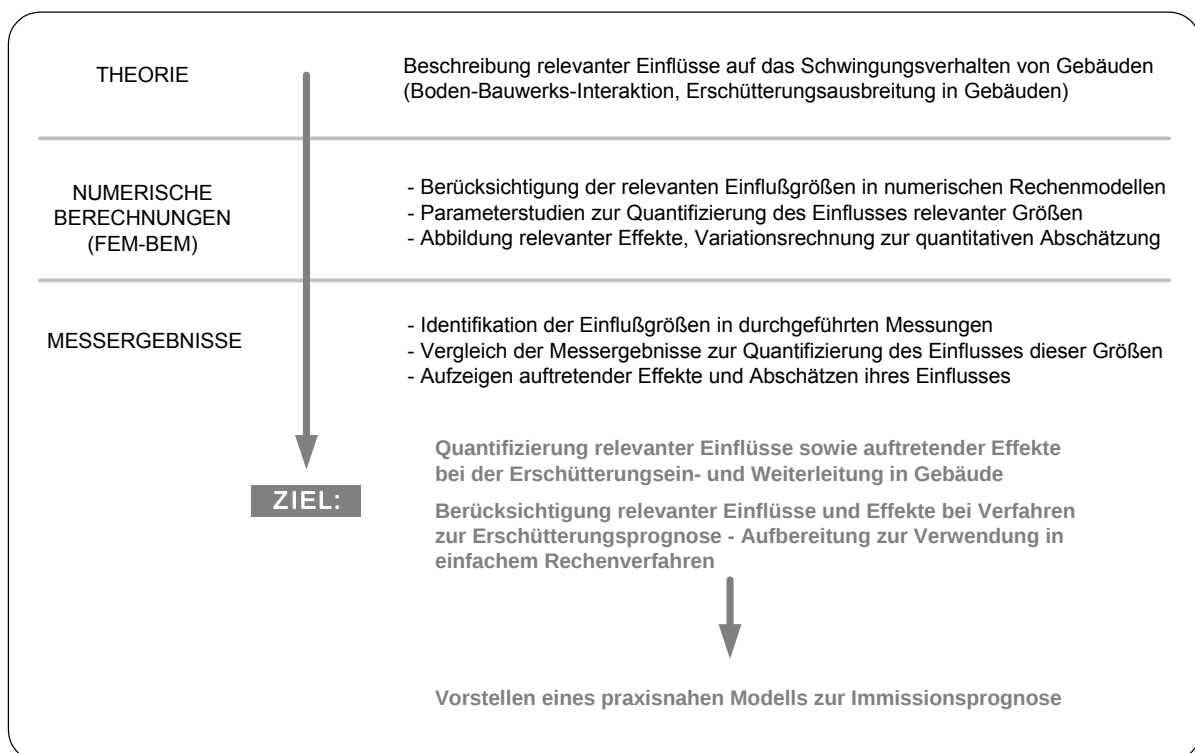


Bild 1.1 Schema zur Erarbeitung eines praxisnahen Modells zur Immissionsprognose

Das Vorgehen für die Entwicklung eines solchen Verfahrens ist in Bild 1.1 dargestellt. Zunächst sollen die relevanten Einflüsse auf das Schwingungsverhalten beschrieben werden, wobei eine Unterscheidung zwischen dem Erschütterungseintrag in das Gebäude und der Weiterleitung innerhalb des Gebäudes erfolgt. Dazu werden die Erkenntnisse verschiedener vorangegangener Untersuchungen aus der Literatur zusammengefasst. Als Erweiterung zu diesen gewonnenen Erfahrungen sind die mit verschiedenen Rechenverfahren durchgeführten numerischen Untersuchungen einzelner Einflussgrößen gedacht. Anhand der bei zahlreichen Messungen gewonnenen Werte sollen zusätzlich die theoretisch untersuchten Einflüsse identifiziert und quantifiziert werden.

Mit Hilfe dieser Überprüfung der Relevanz und der damit verbundenen Quantifizierung ist die Voraussetzung zur Entwicklung eines praxisnahen Modells zur Immissionsprognose gegeben. Bei den beiden genannten Schnittstellen – der Erschütterungseinleitung und der Weiterleitung im Gebäude – fließen zusätzlich Informationen zur Boden-Bauwerks-Interaktion sowie zum Schwingungsverhalten des Gebäudes ein. Die Vorstellung dieses Verfahrens ist verbunden mit der Ableitung dimensionsloser Korrekturfaktoren, welche es ermöglichen, die relevanten Einflüsse zu berücksichtigen.

Schließlich soll das vorgestellte Prognosemodell anhand von Vergleichen der mit Hilfe des Verfahrens ermittelten Werten und Ergebnissen aus experimentellen und numerischen Untersuchungen bewertet werden. Dazu sind aus einem großen Spektrum an Gebäudearten einige Beispiele ausgewählt worden, die eine umfassende Beurteilung ermöglichen.

2. Beschreibung der relevanten Einflussgrößen auf das Schwingungsverhalten von Gebäuden

Das Schwingungsverhalten von Gebäuden wird durch die gegenseitige Beeinflussung von Boden und Bauwerk bestimmt. Dabei wird das Bauwerk zwar durch die auftreffenden Erschütterungswellen zu Schwingungen angeregt, die dabei resultierenden Eigenschwingungen des Bauwerks verändern jedoch das Wellenfeld der Anregung.

Dennoch soll im Folgenden zwischen zwei Teilbereichen unterschieden werden. Der erste Teilbereich betrachtet die relevanten Einflüsse beim Übergang der Erschütterungen vom umgebenden Boden auf das Bauwerk (Boden-Bauwerks-Interaktion), während im zweiten Teilbereich relevante Einflüsse bei der Weiterleitung der Erschütterungen innerhalb des Gebäudes (Schwingungsverhalten des Bauwerks) genannt werden sollen (siehe Bild 2.1). Die erwähnten Einflüsse bestimmen zum Teil auch die bei Bauwerksschwingungen auftretenden Dämpfungsmechanismen und werden daher in diesem Zusammenhang erwähnt. Eine genaue Beschreibung der auftretenden Dämpfungsmechanismen findet man am Ende dieses Kapitels (Abschnitt 2.4).

Die Zusammenstellung der relevanten Einflüsse beschreibt die sich aus der physikalischen Betrachtung ableitenden Primäreffekte und die direkten Auswirkungen auf das Bauwerksverhalten (Sekundäreffekte) sowie die damit in Zusammenhang stehenden bekannten Einflussparameter. Dabei wird der bisherige Kenntnisstand aus der Literatur im Kontext zu den für die Erschütterungsproblematik wesentlichen Erkenntnissen wiedergegeben.

Bei der Abschätzung des Schwingungsverhaltens eines Bauwerks stellt sich zusätzlich die Frage nach den für eine Berechnung anzusetzenden dynamischen Materialeigenschaften. Daher erfolgt zusätzlich eine Betrachtung über diese Größen (Abschnitt 2.3).

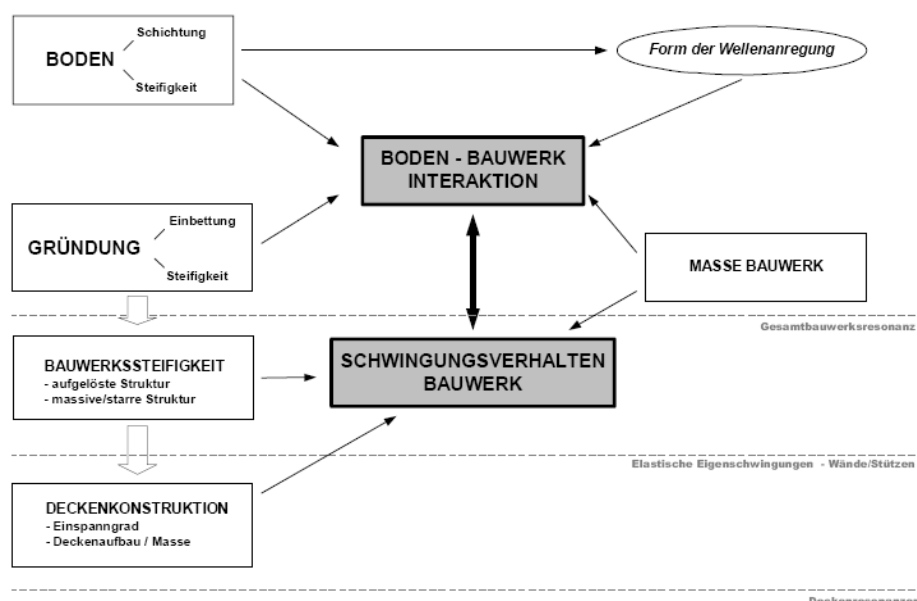


Bild 2.1 Übersicht zu den relevanten Einflüssen auf das Schwingungsverhalten von Bauwerken

2.1 Grundlegende Einflussgrößen beim Übergang der Erschütterungen vom Baugrund auf das Gebäude

In welchem Maße Erschütterungen beim Übergang vom umgebenden Boden auf das Bauwerk verstärkt werden, wird durch das Verformungsverhalten des Bauwerks bei Anregung durch ein Wellenfeld im umgebenden Medium bestimmt. Schnittstelle des Gebäudes zum umgebenden Medium ist dessen Fundamentierung. Das Verformungsverhalten des Gebäudes bzw. seiner Fundamente kann durch Steifigkeiten charakterisiert werden, die als Fundamentsteifigkeiten bezeichnet werden und primär von den Eigenschaften des umgebenden Bodens, dessen Steifigkeit sowie dem Reibungskoeffizienten zwischen Fundament und Boden, und der Geometrie der Fundamente abhängen. Durch diese Fundamentsteifigkeiten wird der dominante Frequenzbereich der Erschütterungen bestimmt, die auf das Bauwerk übertragen werden.

Bei auf Fels gegründeten Bauwerken sind diese Steifigkeiten sehr groß und können als starre Auflagerung angesehen werden, bei Gründungen im Lockergestein ist die Bestimmung der Fundamentsteifigkeit jedoch von zusätzlichen Einflüssen abhängig.

Die Boden-Bauwerks-Interaktion wird dabei durch die Steifigkeit des Gebäudes bestimmt, da Eigenschwingungen des Bauwerks, wie zum Beispiel schwingungsanfällige Decken bei aufgelösten Strukturen, Rückwirkungen auf die Schwingungen im Baugrund haben. Diese Wechselwirkung wird durch die Fundamentierung des Gebäudes bestimmt. Während Gründungen auf Einzel- und Streifenfundamenten generell als weiche Arten von Flachgründungen anzusehen sind, gehören Platten-, Pfahl- und kombinierte Pfahl-Plattengründungen zu den steifen Arten der Gründung. Neben dem primären Erschütterungseintrag in das Gebäude wird durch die Art der Gründung auch das Ausmaß der Schwingungen bestimmt, die durch das erregte Bauwerk wieder zurück in den Boden geleitet werden. Die gegenseitige Beeinflussung von Boden und Bauwerk hängt dabei davon ab, wie stark das Bauwerk den vom Wellenfeld aufgezwungenen Bewegungen folgt (siehe Bild 2.2).



Bild 2.2 Bauwerksreaktion auf Wellenfeldanregung bei steifen (links) und aufgelösten (rechts) Gebäudestrukturen

Das Verformungsverhalten eines Fundamentes auf dem Baugrund, stellvertretend für das des gesamten Gebäudes, wird weiterhin durch dessen Einbettung in den Boden sowie durch die gegenseitige Beeinflussung einzelner Fundamente bestimmt. Weitere Beeinflussungen können durch eine Schichtung des Bodens und den damit verbundenen Reflektionen der

Schwingungswellen an den Schichtgrenzen hervorgerufen werden. In diesem Kapitel werden die wichtigsten Einflüsse auf die Gründungssteifigkeit von Bauwerken benannt.

Wenn eine Gebäudemasse zu Schwingungen angeregt wird, werden Erschütterungen in Bewegungsenergie des Gebäudes bzw. des Fundamentes umgewandelt. Die Bauwerksbewegungen erzeugen wiederum Wellen im Baugrund, die dazu führen, dass Energie dissipiert wird. Die Bauwerksschwingungen werden dadurch gedämpft (Abstrahldämpfung). Dieser Dämpfungsmechanismus ist ebenfalls von den oben genannten Einflüssen abhängig und muss bei der Erfassung des Schwingverhaltens berücksichtigt werden.

Das Verhalten des Baugrundes unterhalb eines Fundamentes kann näherungsweise durch ein Feder-Dämpfer Modell beschrieben werden, wobei die Federn die Nachgiebigkeit des Bodens und die Dämpfer die Abstrahlung der Schwingungsenergie beschreiben. Unter Annahme eines elastischen Halbraums können die bei Erschütterungen vornehmlich interessierenden frequenzunabhängigen Fundamentsteifigkeiten und Dämpfungswerte für vertikale Schwingungen und Kippschwingungen eines starren kreis- bzw. rechteckförmigen Fundamentes einfach abgeschätzt werden (siehe Formeln F 2.1 bis F 2.7 aus [4]).

Federkonstante vertikale Schwingungen	$k_z = \frac{4 \cdot G \cdot r_0}{1 - \nu}$	[F 2.1]
---------------------------------------	---	-----------

Federkonstante Kippschwingungen	$k_\psi = \frac{8 \cdot G \cdot r_0^3}{3(1 - \nu)}$	[F 2.2]
---------------------------------	---	-----------

Dämpferkonstante vertikale Schwingungen	$c_z = \frac{3.4 \cdot r_0^2}{1 - \nu} \sqrt{\rho \cdot G}$	[F 2.3]
---	---	-----------

Dämpferkonstante Kippschwingungen	$c_\psi = \frac{0.8 \cdot r_0^4}{(1 - \nu)(1 + B_\psi)} \sqrt{\rho \cdot G}$	[F 2.4]
-----------------------------------	--	-----------

äquivalenter Fundamentradius bei rechteckförmigen Fundamenten - Vertikalschwingungen	$r_0 = r_{eq} = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$	[F 2.5]
--	--	-----------

äquivalenter Fundamentradius bei rechteckförmigen Fundamenten - Kippschwingungen	$r_0 = r_{eq} = \sqrt[4]{\frac{ab^3}{3\pi}}$	[F 2.6]
--	--	-----------

a - Seitenlänge parallel zur Kippachse

Massenverhältnis	$B_\psi = \frac{3(1 - \nu) \cdot I_\psi}{8\rho \cdot r_0^5}$	[F 2.7]
------------------	--	-----------

2.1.1 Einbindetiefe

Sind Teile des Gebäudes bzw. dessen Fundamente in den Baugrund eingebettet, findet die Interaktion mit Bodenschichten statt, die in der Regel aufgrund der größeren Tiefenlage steifer sind als der Boden an der Oberfläche. Außerdem erhöht sich mit der Einbettung die Kontaktfläche des Fundamentes zum umgebenden Baugrund, an der über Scherspannungen Lasten ein- bzw. abgetragen werden. Dadurch verändert sich das Verformungsverhalten der eingebetteten Fundamente. Zusätzlich wird der Verformungswiderstand des Baugrundes im

Bereich der Sohlfläche eines abgesenkten Fundamentes durch die Normal- und Scherspannungen, hervorgerufen durch die darüber liegende Bodenschicht, erhöht (siehe Bild 2.3).

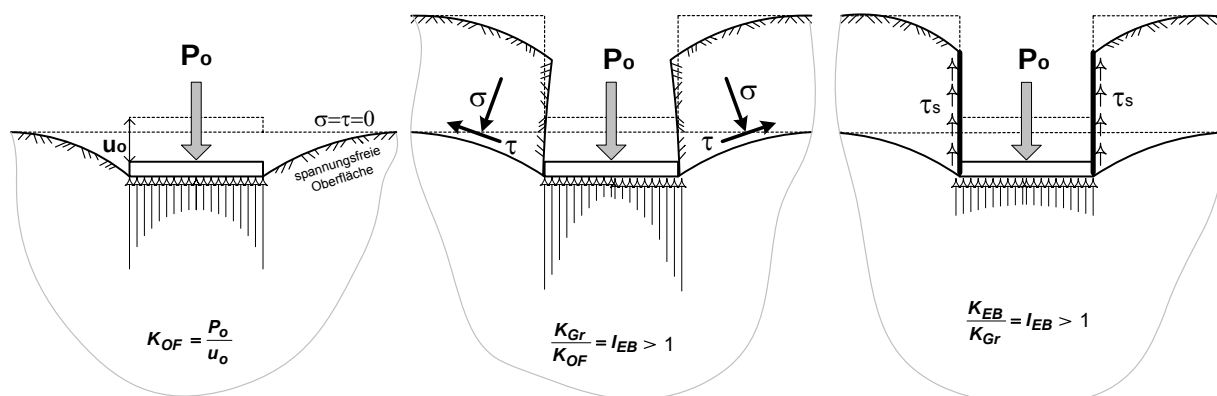


Bild 2.3 Schematische Darstellung der die Boden-Bauwerks-Interaktion beeinflussenden Effekte bei eingebetteten Fundamenten (nach [33]) - *links*: Fundament auf der Oberfläche; *mitte*: abgesenktes Fundament, beeinflusst durch Normal- und Scherspannungen der oberhalb der Sohlfläche liegenden Bodenschicht; *rechts*: Eingebettetes Fundament, zusätzlich beeinflusst durch Scherspannungen an der Kontaktfläche

Die zur Erhöhung des als Fundamentsteifigkeit bezeichneten Verformungswiderstandes des Systems Bauwerk (Fundament) – Baugrund führenden Effekte beim Lastabtrag bzw. –eintrag, rufen auch zusätzliche Dämpfungsmechanismen hervor. Während die von einem dynamisch belasteten Fundament an der Oberfläche ausgehenden Wellen hauptsächlich die Charakteristik von Kompressionswellen besitzen, werden durch die Scherspannungen an der zusätzlichen vertikalen Kontaktfläche eingebetteter Fundamente Scherwellen erzeugt, welche die Abstrahldämpfung deutlich erhöhen (siehe Bild 2.4).

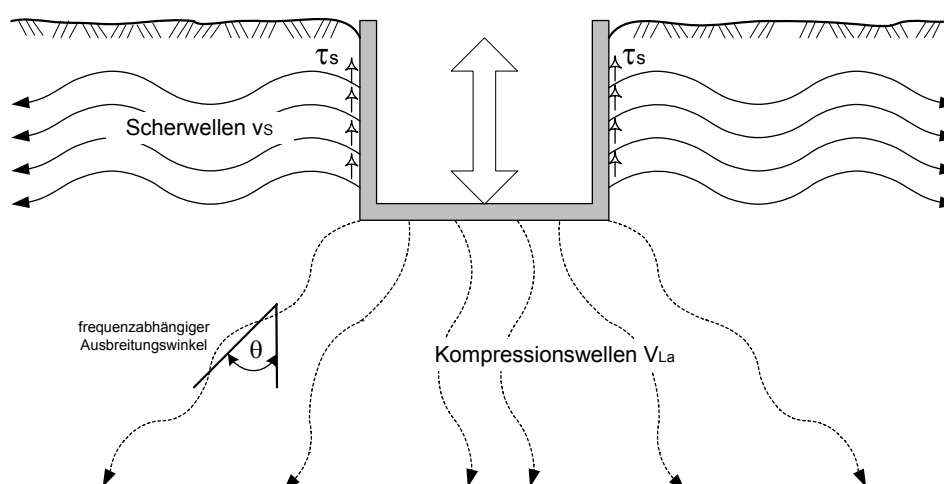


Bild 2.4 Prinzipielle Darstellung der durch ein dynamisch belastetes, eingebettetes Fundament erzeugten Wellenarten (nach [33])

Der Vergleich der aus Messungen an eingebetteten Maschinenfundamenten ermittelten Fundamentsteifigkeiten und Dämpfungswerten mit rechnerisch ermittelten Werten für ein Kreisfundament an der Oberfläche bestätigt das Auftreten der in [72] erwähnten Effekte und zeigt gleichzeitig die Abhängigkeiten von der Beschaffenheit des Baugrundes. In kohäsiven Böden eingebettete Fundamente etwa zeigen einen geringeren Anstieg der Steifigkeits- und Dämpfungswerte, als in Reibungsböden eingebundene Fundamente. Die in [17] vorgestellten Ergebnisse von Feldversuchen, wie auch von Modellversuchen (erwähnt in [29]) zeigen ebenfalls, dass die Zunahme von Steifigkeits- und Dämpfungswerten vor allem von der Fundamentgeometrie und der Beschaffenheit des Baugrundes abhängt. Mit Hilfe rechnerischer Parameterstudien, basierend auf analytischen Lösungen, Randelement Formulierungen oder gekoppelten Finite- Element/Randelement- Verfahren (bspw. [17], [56], [15], [30]), können diese Einflüsse quantitativ abgeschätzt werden und zusätzlich in Abhängigkeit von der Anregungsfrequenz sowie dem Grad der Einbettung betrachtet werden. Dabei zeigen sich auch signifikante Unterschiede bei dem mit der Einbettung verbundenen Anstieg der Fundamentsteifigkeiten für die jeweiligen Schwingformen. Während im Durchschnitt bei Schwingungen in vertikale Richtung mit einem Anstieg der Fundamentsteifigkeit von ca. 30% zu rechnen ist, kann dieser bei Kippschwingungen bis zu 400% betragen. Gleiches gilt für die entsprechenden Dämpfungswerte.

Indem die Kontaktfläche des Gebäudes mit dem umgebenden Boden vergrößert wird, beeinflusst die Einbettung des Bauwerks, neben der Einleitung der Erschütterungen, auch deren Weiterleitung in das Gebäude. In [66] wurde bei numerischen Rechenvariationen einer Struktur auf und im Baugrund eine stärkere Anregung der Decken und Wände zu Schwingungen in höheren Frequenzbereichen für eingebettete Strukturen festgestellt. Dies ist auf die Versteifung des Systems, speziell der aufgehenden Wände, zurückzuführen. Damit verbunden ist eine phasengleiche Anregung der Decken, welche wiederum die Anregung höherfrequenter Eigenformen zur Folge hat.

2.1.2 Reibungskoeffizient des Bodens

Der umgebende Boden beeinflusst das Gebäude nicht nur durch seine Verformbarkeit und Elastizität, also seiner Steifigkeit, sondern ebenfalls durch die Reibung zwischen Bauwerk und Baugrund. In [5] ist daher der Einfluss der Reibung bei der dynamischen Boden-Bauwerks-Interaktion ermittelt worden. Hierzu wurden die Verschiebungen eines Fundamentes auf dem Halbraum unter Einbeziehung eines Mohr- Coulomb'schen Reibungsgesetzes im Zeitbereich berechnet. Dabei wurde der Reibungskoeffizient für die angewendete Reibungsbeziehung variiert. Es zeigte sich eine signifikante Abhängigkeit von der Reibung. Je größer, der Reibungskoeffizient, desto geringer waren die Verformungen. Bei ausreichend großen Schwingungsamplituden ist demnach bei Böden mit hohem Reibungskoeffizienten von einer Erhöhung der Dämpfung auszugehen, die bei der Bestimmung der Dämpfungswerte für Fundamente berücksichtigt werden muss.

2.1.3 Gegenseitige Beeinflussung / Einfluss der Bauwerksgrundfläche

Die durch Erschütterungen zu Schwingungen angeregten Fundamente bzw. Bauwerke leiten wiederum Kräfte zurück in den Baugrund ein. Das so erzeugte Wellenfeld stört die Ausbreitung der von benachbarten Fundamenten bzw. Bauwerken ausgehenden Bodenwellen. Verglichen mit dem Verhalten einer einzelnen Struktur, weisen benachbarte Strukturen bei gegenseitiger Beeinflussung ein verändertes Schwingungsverhalten auf (siehe Bild 2.5). Der Grad der gegenseitigen Beeinflussung ist dabei von hauptsächlich vom Abstand der Fundamente sowie von der Beschaffenheit des umgebenden Bodens abhängig. Weiterhin haben sowohl die Masse als auch die Fundamentgeometrie einen Einfluss. Um die Wirkung der Masse zu bestimmen, wird in [23] zwischen kinematischer Interaktion und Trägheitsinteraktion unterschieden. Um Erstere zu erfassen, wurden jeweils masselose dynamisch belastete Fundamente betrachtet, wobei der Einfluss der kinematischen Interaktion als gering festgestellt wurde. Besitzen die Fundamente die gleiche Masse, so ist der Grad der gegenseitigen Beeinflussung, verbunden mit einer Steifigkeits- und Dämpfungsabnahme für das betrachtete Fundament, am größten.

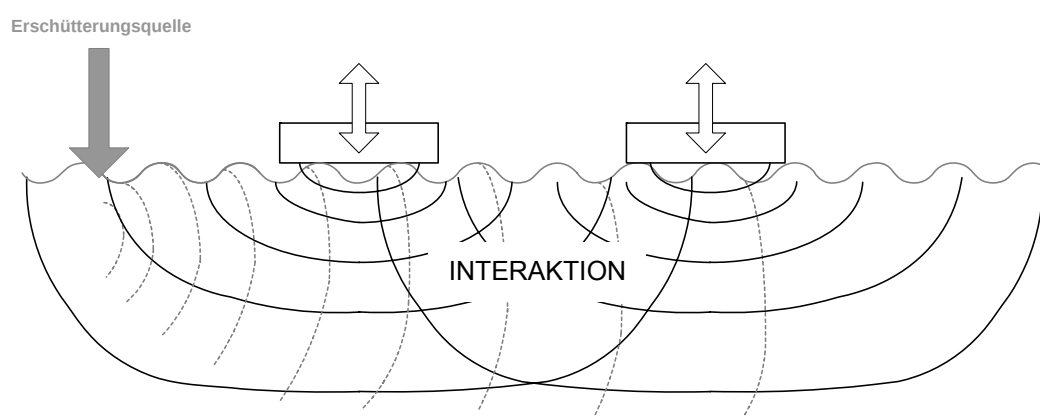


Bild 2.5 Prinzip- Skizze der Bauwerk-Boden-Bauwerk-Interaktion

Die Zunahme der Steifigkeit einer Fundamentgruppe mit größer werdendem Abstand der einzelnen Fundamente zueinander hängt zusätzlich von der Frequenz der Anregung bzw. dem Zusammenhang zwischen dem Durchmesser der Fundamentgruppe und der Scherwellenlänge der Anregung ab ([9]).

Betrachtet man den baupraktischen Hintergrund und die für Gebäude wesentlichen Gründungsarten, so sind in diesem Zusammenhang zwei Aspekte relevant: Zum einen interessiert, inwiefern die zur Abschätzung verwendete Formel für ein äquivalentes kreisförmiges Fundament die Steifigkeiten aufgelöster Fundamentformen (Rahmen-, Streifen- oder Einzel-fundamente) im Hinblick auf die Abhängigkeit von der Scherwellenlänge λ der Anregung erfasst. Weiterhin stellt sich die Frage, inwieweit die für starre Fundamente geltende Abschätzung für schlanke Fundamenttypen verwendet werden kann. Nach den in [12] dargelegten Ergebnissen ist bei der Betrachtung der gegenseitigen Beeinflussung von Fundamenten innerhalb einer Gruppe von Einzelfundamenten eines Gebäudes, eine Unterscheidung in zwei

Frequenzbereiche sinnvoll. Demnach sollte zwischen Anregungsfrequenzen, die einer Scherwellenlänge größer als dem Durchmesser der Fundamentgruppe entsprechen und höheren Frequenzen unterschieden werden (siehe Bild 2.6). Für den Frequenzbereich, bei dem die Scherwellenlänge kleiner ist als der äquivalente Radius der Fundamentgruppe, ist die Wechselwirkung vernachlässigbar, da der Mittelwert für diesen Bereich etwa bei der Summe der Steifigkeiten der Einzelfundamente liegt.

Bei tiefen Frequenzen, d.h. für den Fall, dass die Scherwellenlänge größer ist als der Durchmesser der Fundamentgruppe, ist die Gesamtsteifigkeit geringer, der Dämpfungswert jedoch größer als bei höheren Frequenzen. Unter diesen Umständen ist die Wechselwirkung der benachbarten Fundamente am größten. Dieser Effekt nimmt mit größer werdendem Fundamentabstand ab.

Ein ähnlich frequenzabhängiges Verhalten wurde bei Streifenfundamenten festgestellt. Bei höheren Frequenzen findet nahezu keine gegenseitige Beeinflussung statt. Bei tiefen Frequenzen in dem Bereich, bei dem die Scherwellenlänge größer als die Fundamentfläche ist, verringert sich die Steifigkeit, wohingegen sich die Dämpfungswerte vergrößern. Dieser Effekt verstärkt sich mit geringer werdendem Abstand und mit zunehmender Fundamentlänge. Diese geometrischen Abhängigkeiten, welche durch die Fundamentform bestimmt werden, beeinflussen die resultierenden statischen bzw. tieffrequenten Steifigkeiten von Fundamentgruppen und Streifenfundamenten.

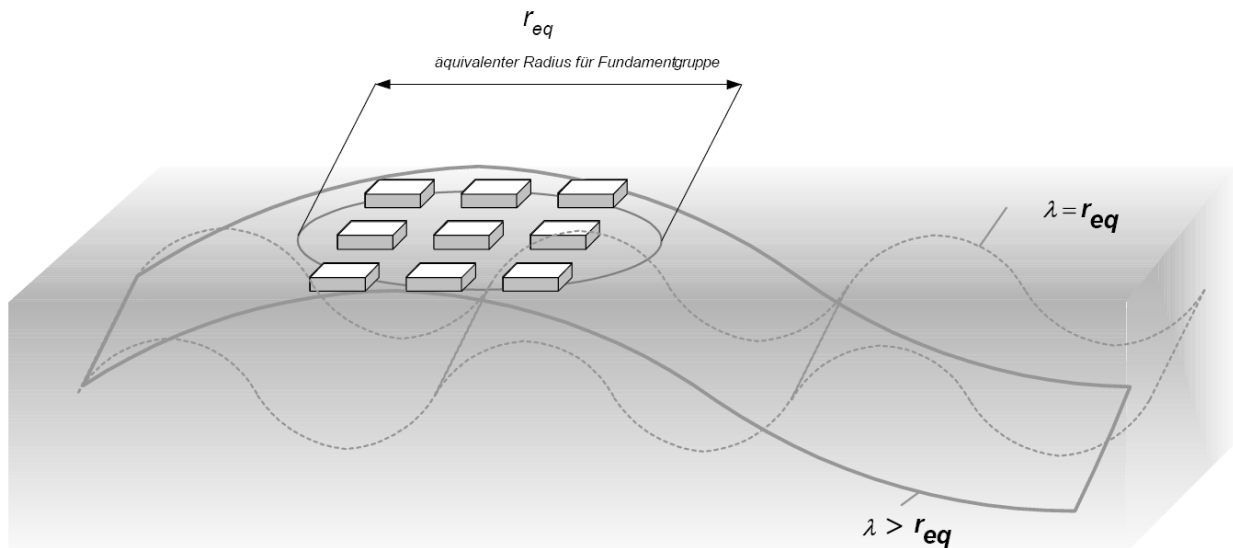


Bild 2.6 Abhängigkeit von der Scherwellenlänge λ bei Betrachtung der Wechselwirkung zwischen Fundamenten

Dabei weisen kompakte Fundamentformen, wie kurze Streifenfundamente oder Einzelfundamente mit kurzem Abstand zueinander die niedrigsten Steifigkeiten auf. Der geringste Wert entspricht im statischen Fall dem eines äquivalenten Kreisfundamentes bzw. der Wurzel der Fundamentanzahl, multipliziert mit der Steifigkeit eines Einzelfundamentes (siehe Bild 2.7).

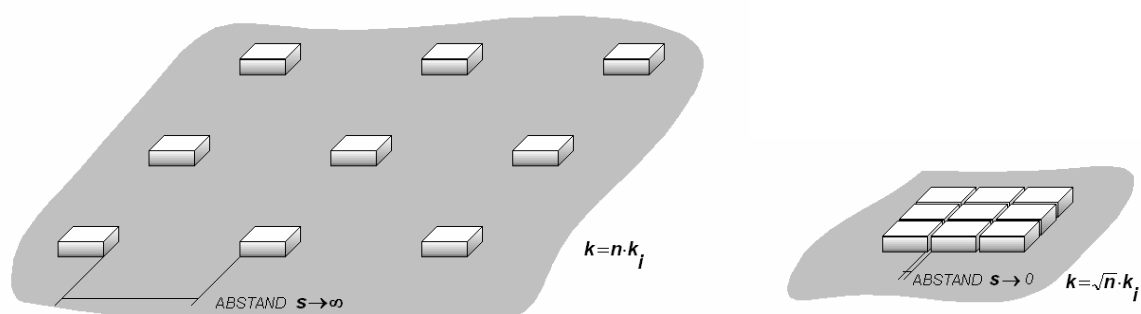


Bild 2.7 Extremfälle bei der Abschätzung der Steifigkeit von Fundamentgruppen nach [12]

Bei Streifenfundamenten nimmt die Steifigkeit mit der Schlankheit zu, wobei mit zunehmender Länge des Fundamentes die Annahme eines starren Fundamentes nicht mehr gerechtfertigt ist. Die hierzu in [9] durchgeführten Vergleichsrechnungen von starren und flexiblen Fundamenten auf dem Halbraum sowie dem aussteifenden Einfluss aufgehender Strukturen zeigen, dass der Steifigkeitsabfall mit der Frequenz bei flexiblen Strukturen geringer ist als bei starren. In Abhängigkeit von der Frequenz der Anregung ist demnach mit einer geringeren Fundamentsteifigkeit zu rechnen. Die Anwendbarkeit der Abschätzung mittels eines äquivalenten Kreisfundamentes wird ebenfalls in [14] untersucht und es werden Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit vom Verhältnis der Fundamentfläche zur Grundfläche des Bauwerks genannt.

Diese Abschätzung der Fundamentsteifigkeit anhand der Formel für ein äquivalentes, starres Kreisfundament (F 2.1, F 2.5) verdeutlicht die Veränderung der Gesamtsteifigkeit eines Gebäudefundamentes mit der Wurzel der Bauwerks- bzw. Fundamentfläche. Im Gegensatz dazu steht die direkt proportionale Abhängigkeit von der Fundamentmasse. Aus diesen beiden Bedingungen ergibt sich, dass großflächige Fundamente im Verhältnis zu Fundamenten mit geringerer Grundfläche als weicher anzusehen sind.

2.1.4 Einfluss der Inhomogenität und Schichtung des Bodens

Die bisher gezeigten Abschätzungen der Fundamentsteifigkeit basieren auf der Annahme eines homogenen Bodens. Tatsächlich jedoch variieren die dynamischen Bodenkennwerte, da die statischen Spannungen im Boden mit der Tiefe zunehmen. Die damit verbundene Zunahme der an die Bodensteifigkeit gekoppelte Fundamentsteifigkeit kann durch die Ermittlung des äquivalenten Schubmoduls berücksichtigt werden. Abschätzend können dabei die Bodenkennwerte in einer Tiefe von $z = r_0$ (r_0 entspricht dem Fundamentradius) für Kreisfundamente bzw. $z = b/2$ (b entspricht der Fundamentbreite) für rechteckförmige Fundamente herangezogen werden (siehe Bild 2.8).

In [39] wird ein Verfahren beschrieben, mit dem sich der äquivalente Schubmodul für einen beliebig inhomogenen Baugrund ermitteln lässt. Dazu werden je nach Schubmodulvariation Einflusslinien ermittelt, mit denen der zur Berechnung der Fundamentsteifigkeit verwendete

äquivalente Schubmodul bestimmt werden kann. Diese Einflusslinien sind jedoch zusätzlich von der Schwingform abhängig, da der Einfluss der Inhomogenität des Bodens bei Kipp-schwingungen geringer ist als bei rein vertikalen Schwingungen. Die Zunahme der statischen Spannungen mit der Tiefe bewirkt auch, dass die für ein Kreisfundament auf dem Halbraum ermittelten Werte für die Abstrahldämpfung größer sind, als experimentell ermittelte. Dies können dabei um den Faktor 2 geringer sein [40].

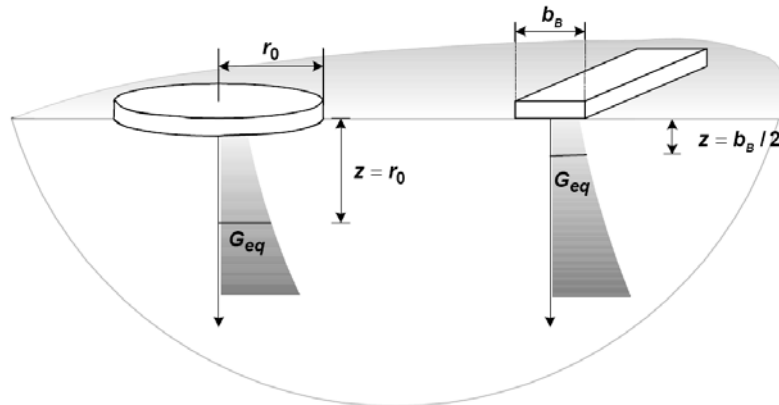


Bild 2.8 Abschätzung des äquivalenten Schubmoduls zur Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit im Baugrund für Kreisfundamente nach [40] und Streifenfundamente nach [30]

Neben der Zunahme der statischen Spannungen im Baugrund ist die Schichtung des anstehenden Bodens ein Sonderfall der Inhomogenität. An der Schichtgrenze von Böden unterschiedlicher Ausbreitungsgeschwindigkeiten werden elastische Wellen reflektiert. Zusätzlich wird die auftreffende Welle in die andere Schicht hinein gebrochen. Die dadurch veränderte Ausbreitungscharakteristik führt zu Fundamentschwingungen, die sich nur noch bedingt mit den Formeln für Fundamente auf homogenem Halbraum beschreiben lassen.

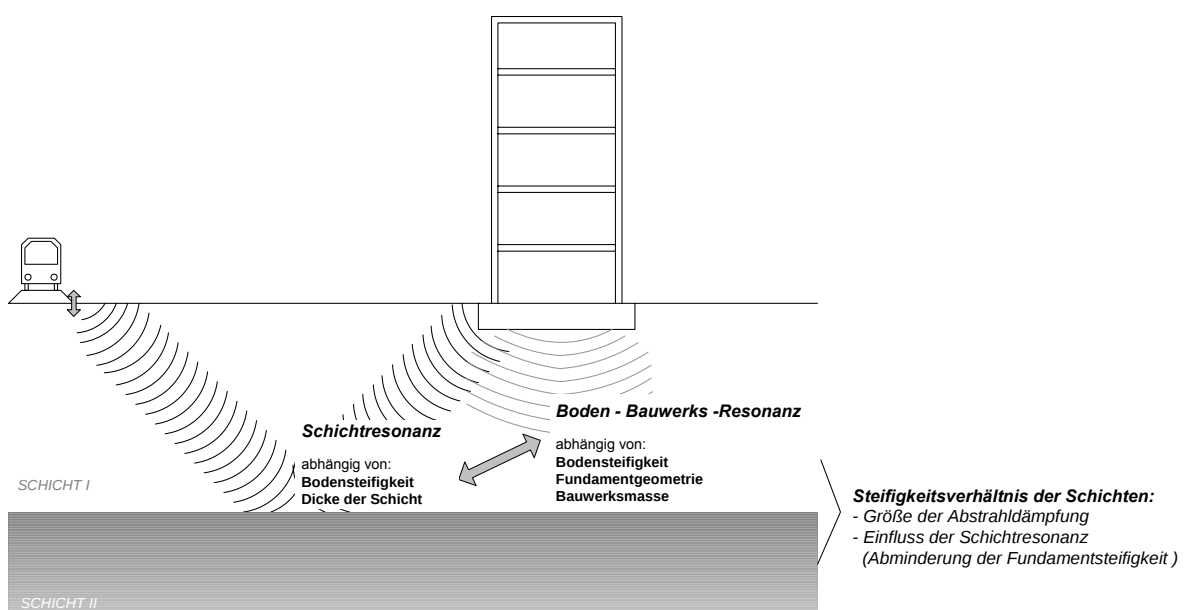


Bild 2.9 Einflüsse auf das Schwingverhalten von Fundamenten bei geschichtetem Untergrund

Die Grenzfälle zweier aufeinander liegender Bodenschichten, einer weichen Schicht auf einer unendlich starren Schicht sowie einer weichen Schicht auf einer ähnlich weichen Schicht, sind unter anderem in [23] und [10] untersucht worden. Der Einfluss der Schichtung ist dabei vor allem von zwei Faktoren abhängig. Zum einen bestimmt das Steifigkeitsverhältnis der übereinander liegenden Schichten die Größenordnung der Abstrahldämpfung sowie den Einfluss der Schichtresonanzen und der damit verbundenen Abminderung der Fundamentsteifigkeit in diesem Frequenzbereich. Zum anderen werden die Fundamentalschwingungen durch die gegenseitige Beeinflussung von Schichtresonanz, bestimmt durch Steifigkeit, Mächtigkeit der Schicht und der Bauwerksresonanz, also indirekt der Bauwerksmasse, beeinflusst (siehe Bild 2.9).

Im Falle eines großen Steifigkeitsunterschiedes zwischen zwei benachbarten Bodenschichten wird die Abstrahldämpfung stark abgemindert. Je steifer die Unterlage der Bodenschicht, umso geringer ist die Dämpfung in dieser Schicht. Dies hat auch zur Folge, dass die Schichtresonanz eine Verringerung der Fundamentsteifigkeit in diesem Frequenzbereich bewirkt. Diese Effekte gewinnen besonders dann an Bedeutung, wenn die Schichtresonanz im Bereich der Gesamtbauwerkseigenfrequenz liegt. Vor allem bei leichten Bauwerken kann von diesem Fall ausgegangen werden, da die geringe Masse die Resonanzfrequenz der Bodenschicht nur leicht abmindert und diese die Bauwerksantwort beeinflusst. Jedoch vermindert wiederum das mit der Frequenz stark ansteigende Dämpfungsmaß die Resonanzüberhöhungen bei leichten Bauwerken. Bei schweren Bauwerken hingegen macht sich die Schichtung nicht durch die Schichtresonanz, sondern durch eine Verringerung der Abstrahldämpfung bemerkbar. Diese Verringerung bedeutet zwar eine Vergrößerung der Resonanzüberhöhungen bei der massebedingten Boden-Bauwerks-Eigenfrequenz, jedoch ist die Dominanz der Trägheitskräfte des Bauwerks im Bereich der Schichteigenfrequenz so groß, dass der Einfluss der Schichtung unberücksichtigt bleiben kann. Vornehmlich werden die vertikalen Fundamentalschwingungen und weniger die Kippschwingungen durch tiefer liegende Bodenschichten beeinflusst. In [73] wird eine minimale Dicke $H = 7r_0$ definiert, die eine Schicht aufweisen muss um keinen Einfluss mehr auf die vertikalen Fundamentalschwingungen zu haben.

2.1.5 Einfluss der Fundamentstarrheit bei Wellenfeldanregung

Das Verformungsverhalten von Gründungen, speziell von Flächengründungen wird ebenfalls von der Steifigkeit des Überbaus beeinflusst. Bei der Betrachtung flexibler Fundamente ist dabei zu berücksichtigen, inwiefern der Überbau die Verformungen des Fundaments behindert und somit den Lastabtrag auf den Boden bestimmt. Daher wird bei der statischen Berechnung von Flachgründungen in [34] eine Systemsteifigkeit definiert, die sich aus der Biegesteifigkeit des Fundamentes, der Fundamentstarrheit, und der Steifigkeit des Überbaus ergibt. Dadurch kann abgeschätzt werden, ob die jeweiligen Bauwerksabschnitte als starr angenommen werden können und in welchem Maße auch dynamische Steifigkeiten beeinflusst werden. In Bild 2.10 sind die vier verschiedenen Kombinationen für die Systemsteifigkeit dargestellt. Für eine dynamische Analyse bedeutet der Fall a) ein monolithisches

Schwingungsverhalten des gesamten Bauwerks. Im Fall b) werden der flexiblen Bodenplatte zwar die Bodenbewegungen aufgezwungen, die Fundamentplatte erfährt jedoch durch den Überbau eine zusätzlich Versteifung und beeinflusst so die Wellenausbreitung auch im Boden. Die steife Fundamentplatte im Fall c) überträgt die durch die steife Gründungskonstruktion verminderten Erschütterungen auf die weiche Überbau-Konstruktion. Die elastischen Eigenschwingungen des Überbaus beeinflussen wiederum das Schwingungsverhalten des Fundaments und somit auch das Wellenfeld der Anregung im umgebenden Boden. Der in Fall d) dargestellten Kombination werden die Erschütterungswellen aufgezwungen, ohne dass eine Verminderung oder Veränderung der Schwingungen erfolgt. Der weiche Überbau schwingt zusätzlich in verschiedenen elastischen Eigenformen und beeinflusst auf diese Weise auch die Fundamentschwingungen. Dadurch verändert sich die Sohlpressung unterhalb des Fundaments, was wiederum eine Veränderung der dynamischen Fundamentsteifigkeit bedeutet.

Die Interaktion zwischen Überbau und Fundament ist also eine ähnlich komplexe Problematik wie die Boden-Bauwerks-Interaktion und kann über die Kopplung der Finiten-Element-Methode (Fundament und Überbau) und der Randelementmethode (umgebender Baugrund) erfasst werden. In [9] werden mit einem solchen Verfahren starre und flexible Fundamente, Wandstrukturen als auch ein quaderförmiges Bauwerk bei Wellenanregung untersucht. Dabei zeigte sich, dass die Schwingungen beim Übergang auf starre Strukturen aufgrund der kinematischen Wechselwirkung abgemindert werden, während die Schwingungen beim Übergang auf weiche Gebäudestrukturen durch die Bauwerksträgheit verringert werden. Hinzu kommt, dass der Frequenzbereich in dem die Schwingungen abgemindert werden, steifigkeitsabhängig ist. Je steifer die Struktur, desto geringer die Anfälligkeit gegenüber kurzweilliger, also höherfrequenter Anregung.

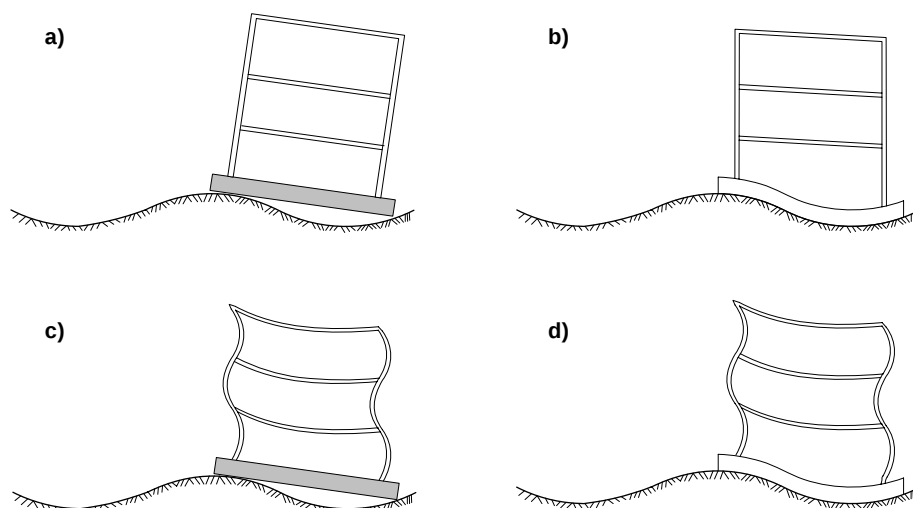


Bild 2.10 Kombinationen für die Ermittlung der Systemsteifigkeit: a) steifes Fundament – steifer Überbau, b) weiches Fundament – steifer Überbau, c) steifes Fundament – weicher Überbau, d) weiches Fundament – weicher Überbau

Jedoch erhöht sich mit der Steifigkeit der Struktur dessen Anfälligkeit gegenüber Kippeigenbewegungen, welche an den untersuchten Strukturen die größten Resonanzüberhöhungen

hervorriefen. In diesem Rahmen durchgeführte Messungen an einem Modellbauwerk bestätigen diese Abhängigkeiten.

Werden durch die Wellenfeldanregung höhere Eigenfrequenzen angeregt, so werden diese durch die Interaktion der Struktur mit dem Boden jedoch stark bedämpft. Dadurch treten nur geringe Amplitudenüberhöhungen gegenüber dem Freifeld auf.

2.1.6 Zusammenfassung

In Bild 2.11 sind die relevanten Einflüsse auf das Schwingungsverhalten beim Übergang vom Baugrund auf das Gebäude zusammengefasst. Größtenteils können diese Einflüsse bei der Ermittlung der Fundamentsteifigkeit bzw. bei der Modellentwicklung eines Bauwerks auf dem Baugrund berücksichtigt werden. Dafür können existierende Verfahren [28], [40], [12] verwendet werden, welche die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Effekte und Abhängigkeiten erfassen.

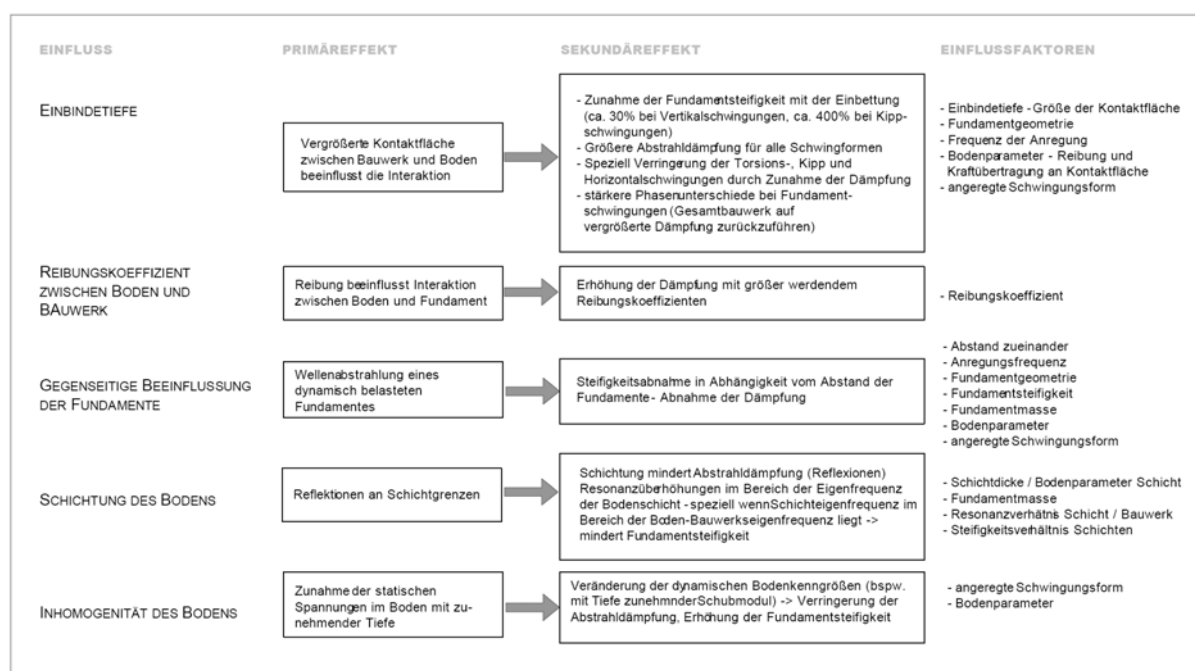


Bild 2.11 Zusammenfassung der Einflüsse auf das Schwingungsverhalten beim Übergang der Erschütterungen vom umgebenden Baugrund auf das Bauwerk

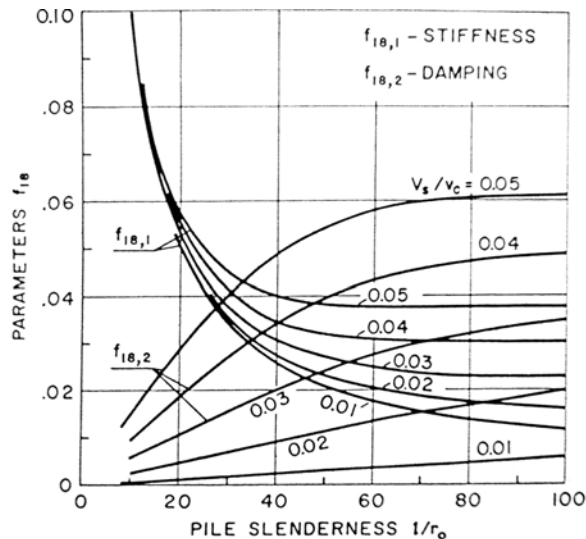
2.1.7 Sonderfall: Pfahl- bzw. Pfahlgruppengründungen

Pfahlgründungen nehmen eine besondere Rolle innerhalb der Gründungsvarianten ein, besitzen sie doch wegen ihrer meist lotrechten Ausrichtung eine hohe vertikale dynamische Steifigkeit. Im Vergleich zu Flachgründungen weisen Pfahlgründungen jedoch eine geringere Abstrahldämpfung auf.

Eine einfache frequenzunabhängige Abschätzung der für die Erschütterungsproblematik interessierenden vertikalen Steifigkeitswerte verschiedener Pfahlgründungsvariationen

(Pfahlböcke, lotrecht belastete Pfähle etc.) kann nach [57] erfolgen. Hierbei werden nur die Materialkennwerte der Pfähle und die Pfahlgeometrie berücksichtigt. Die Interaktion zwischen dem Pfahl und dem umgebenden Boden bleibt unberücksichtigt.

Neben Pfahlgeometrie und Materialkennwerten des Pfahls bestimmen die Parameter des umgebenden Bodens das Verformungsverhalten und somit die dynamische Steifigkeit des Pfahls. In [58] wird eine Näherungslösung für Beton- und Holzpfähle unter vertikaler Belastung vorgestellt, bei der neben den Materialwerten und der Geometrie des Pfahles auch das Verformungsverhalten des umgebenden Bodens berücksichtigt wird. Als wichtigste Parameter für die Bestimmung der dynamischen Pfahlsteifigkeit werden dabei der so genannte Wellengeschwindigkeitskoeffizient, gemeint ist das Verhältnis der Scherwellengeschwindigkeit des Bodens zu der longitudinalen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Pfahl, und das Verhältnis von Pfahllänge zu Pfahlradius genannt. Weiterhin haben das Dichte- bzw. Masseverhältnis von Boden und Pfahl sowie das Verhältnis zwischen statischer Auflast und Knicklast einen Einfluss auf das Schwingungsverhalten des Pfahls. Der Schlankheitsgrad des Pfahls, also das bereits erwähnte Verhältnis zwischen Pfahllänge und Pfahlradius bestimmt auch den Einfluss der Pfahlart auf die ermittelten Steifigkeiten und Dämpfungswerte. In Abhängigkeit dieses Schlankheitsgrades und des Steifigkeitsverhältnisses zwischen Pfahl und umgebenden Boden werden Formfaktoren angegeben, die den Einfluss des Baugrundes bei der Bestimmung der frequenzunabhängigen vertikalen Steifigkeit berücksichtigen (siehe Bild 2.12).



Vertikale frequenzunabhängige Pfahlsteifigkeit:

$$k_{zp} = \frac{E_p \cdot A}{r_0} \cdot f_{18,1} \quad [F.2.8]$$

Frequenzunabhängiger Dämpferwert für Einzelpfahl bei Vertikalschwingungen:

$$c_{zp} = \frac{E_p \cdot A}{v_s} \cdot f_{18,2} \quad [F.2.9]$$

Bild 2.12 Bestimmung der vertikalen Pfahlsteifigkeit und des Dämpferwertes bei Vertikalschwingungen von Betonpfählen nach [58]

Gleichzeitig wurde anhand des vorgestellten Rechenmodells auch das frequenzabhängige Verhalten der Pfahlsteifigkeiten und Dämpferwerten untersucht. Durch Einflussfunktionen kann dies ebenfalls berücksichtigt werden. Die vertikale Pfahlsteifigkeit und der entsprechende Dämpfungswert können als nahezu frequenzunabhängig angesehen werden.

In [45] werden die Ergebnisse dieses Näherungsverfahrens mit Ergebnissen von FE-Berechnungen verglichen und zeigen eine gute Übereinstimmung. Bei dem verwendeten

Verfahren wurden Kontaktelemente für den Grenzbereich zwischen Pfahl und Boden verwendet, welche die lateralen Bewegungen des Pfahls in Scherwellen umwandeln und umgekehrt die Scherwellen des Bodens in eine laterale Pfahlbewegung. Aus den FE-Berechnungen lassen sich ebenfalls Formfaktoren in Abhängigkeit von der Pfahlgeometrie und dem Verhältnis der Steifigkeiten von Pfahl und umgebenden Boden ableiten, welche der Bestimmung der statischen vertikalen Steifigkeit dienen (siehe Bild 2.13). Durch Verwendung von Korrekturfaktoren, definiert durch die Analyse des frequenzabhängigen Verformungsverhaltens, kann auch in diesem Verfahren die Abhängigkeit der Steifigkeits- und Dämpferwerte von der dimensionslosen Frequenz berücksichtigt werden.

**Konstante vertikale
Pfahlsteifigkeit:**

$$k_{zp} = \frac{E_s}{F_s \cdot r_0} \quad [F.2.10]$$

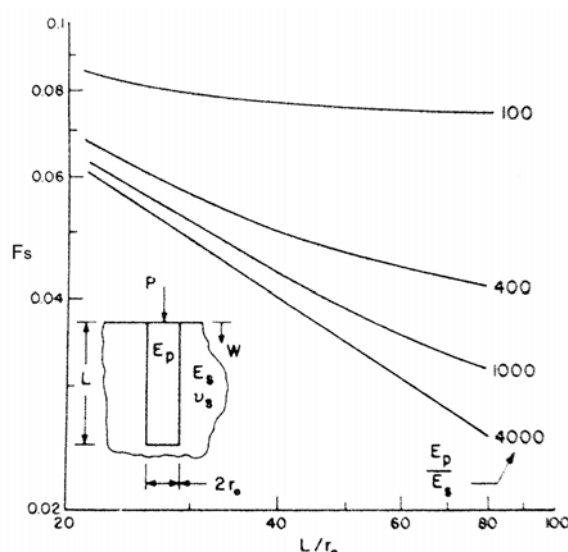


Bild 2.13 Bestimmung der konstanten vertikalen Steifigkeit eines Einzelpfahls nach [45]

Da Pfahlgründungen vornehmlich eingesetzt werden um den Lastabtrag von weniger tragfähigen Bodenschichten in steifere Bereiche einzuleiten, ist es sinnvoll, Pfahlgründungen in einem geschichteten Halbraum zu betrachten. Bei Schichtung des Untergrunds treten ähnliche Effekte wie auch bei Flachgründungen auf, das heißt es kommt zu einem Steifigkeitsabfall im Bereich der Schichteigenfrequenz.

Ähnlich wie bei Gruppen von Flachfundamenten, ist auch bei Pfahlgruppen von einer gegenseitigen Beeinflussung auszugehen. Bei genügend großen Pfahlabständen erfolgt nur eine geringe gegenseitige Beeinflussung der Pfähle und die Gesamtsteifigkeit der Pfahlgruppe kann durch Aufsummieren der Einzelsteifigkeiten ermittelt werden. Bei geringen Abständen bewirkt die Verschiebung eines Pfahls eine Verschiebung der anderen Pfähle. Durch die innere Reibung des Bodens werden dabei die vertikalen Pfahlbewegungen in Scherwellen umgewandelt, bei deren Ausbreitung zusätzlich Interferenzen und Dissipations-Effekte im Bereich der Pfahlgründungen auftreten. Untersuchungen an Pfahlgruppen bei statischer vertikaler Auflast zeigen, dass die Steifigkeit eines Pfahles innerhalb einer Pfahlgruppe sehr viel geringer ist, als die eines einzeln stehenden Pfahles. Ein einfaches Aufsummieren der einzelnen Pfahlsteifigkeiten würde daher die Gesamtsteifigkeit der Pfahlgründung stark überschätzen. Die gegenseitige Interaktion der Pfähle wird dabei vom jeweiligen Abstand unter-

einander und der Steifigkeit des Bodens, also dem Maß, wie stark die durch die vertikalen Pfahlbewegungen erzeugten Scherwellen übertragen werden, beeinflusst. Ergebnisse zu theoretischen Untersuchungen [69] zeigen außerdem ein im Vergleich zu Einzelpfählen stark frequenzabhängiges Verhalten der Pfahlgruppen bei vertikalen Schwingungen.

Das in [26] entwickelte analytische Lösungsverfahren für Pfahlgruppen im elastischen Halbraum bestimmt frequenzabhängige Interaktionsfaktoren, die abhängig vom Abstand der Pfähle zueinander, der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und der Materialdämpfung des umgebenden Bodens ermittelt werden und mit denen die statische Steifigkeit eines einzelnen Pfahls korrigiert wird. Für verschiedene Pfahlkombinationen ergeben sich dann die Gesamtsteifigkeiten für die Pfahlgründung. Vergleiche mit exakten numerischen Berechnungen [43] zeigen dabei eine gute Übereinstimmung darin, dass die Gesamtsteifigkeit einer Pfahlgruppe bei kleinem Pfahlabstand geringer ist als die Summe der Steifigkeiten eines Einzelpfahls, und dass dieser Effekt mit steigender Frequenz zunimmt. Auch die Dämpferwerte der Pfahlgruppe sind geringer, jedoch verhält sich die Abstrahldämpfung nahezu frequenzunabhängig.

Die für Pfahlgruppen ermittelten Interaktionsfaktoren werden nicht durch den Schlankheitsgrad des Pfahles oder dem Steifigkeits- und Massenverhältnis Pfahl-Boden beeinflusst, sondern durch den in [31] definierten Abstandsfaktor (Abstand der Pfähle zueinander bezogen auf den Pfahldurchmesser). Diesen Zusammenhang zwischen Anregungsfrequenz und dem Abstand der Pfähle verdeutlicht Bild 2.14. Bei großen Wellenlängen und geringen Pfahlabständen schwingt der zwischen den Pfählen eingeschlossene Boden gleichphasig mit den Pfählen. Das System antwortet also wie ein Block, bestehend aus Boden und Pfählen und weist daher ein dynamisches Verhalten auf, das dem eines eingebetteten Fundamentblocks ähnelt. Auf diese Weise beeinflusst der Abstandsfaktor das frequenzabhängige Verformungsverhalten der Pfahlgruppe.

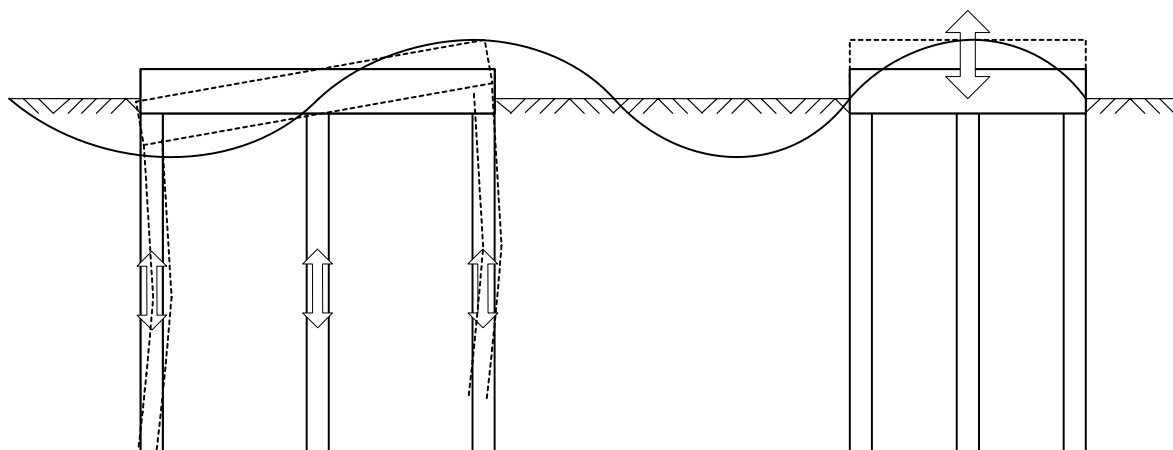


Bild 2.14 Einfluss des Abstandes der Pfähle eine Pfahlgruppe auf das Schwingungsverhalten: *links:* gegenphasiges Schwingen, stark frequenzabhängige Steifigkeiten – großer Pfahlabstand; *rechts:* gleichphasiges monolithisches Schwingen – geringer Pfahlabstand

Wie verschiedene Untersuchungen mit Hilfe analytischer Näherungslösungen (z. B. [32]) oder genauere numerische Formulierungen für geschichtete Böden ([43] und [31] zeigen, nimmt bei geschichteten bzw. heterogenen Böden der Einfluss der Interaktion zwischen den einzelnen Pfählen auf deren vertikale Steifigkeit ab, so dass dessen Erfassung unberücksichtigt bleiben kann.

Auch die beim Einbringen der Pfähle in den Baugrund entstehenden Störungen im Verbund vermindern die gegenseitigen Einflüsse der Pfähle bei geschichteten Böden. Ursache hierfür ist die Behinderung der für die Interaktion der Einzelpfähle verantwortlichen Scherwellen.

2.2 Grundlegende Einflussgrößen bei der Weiterleitung der Erschütterungen innerhalb des Gebäudes

Die Weiterleitung der Erschütterungen innerhalb eines Gebäudes wird hauptsächlich durch die Gebäudesteifigkeit bestimmt. Stark ausgesteifte Gebäude führen monolithische Schwingungen aus, was die einheitliche Anregung der Geschossdecken zur Folge hat (siehe Bild 2.15). Die Gebäudeschwingungen weisen in diesem Fall lediglich Resonanzüberhöhungen im Bereich der Gesamtbauwerksresonanz und der Deckenresonanzen auf. Bei aufgelösten Strukturen erfolgt jedoch eine gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Bauteile, so dass neben Gesamtbauwerks- und Deckenresonanzen zusätzliche Überhöhungen auftreten, die nur schwer abzuschätzen sind. Hinzu kommen Effekte die aus der Wellenfeldanregung und der damit verbundenen phasenverschobenen Anregung einzelner Gebäudeteile. Daher werden im Abschnitt 2.2 Effekte benannt, welche die Gebäudeschwingungen stark beeinflussen können.

2.2.1 Aussteifungsgrad des Gebäudes

Neben einer möglichen Anregung von Kippschwingungen (siehe Abschnitt 2.1.5) bestimmt der Grad der Gebäudeaussteifung wie stark das Schwingungsverhalten eines Gebäudes von elastischen Eigenschwingungen der Struktur beeinflusst wird. Dabei kann es sich sowohl um vertikale als auch um horizontale Eigenschwingungen der aufgehenden tragenden Bauteile, z. B. von Stützen und Wänden, handeln. Bei horizontalen Wandschwingungen kann es nach [66] dabei zu einer Kopplung der Wand- und Deckenbewegungen kommen, und damit zu weiteren Eigenformen der Struktur, die zu Resonanzüberhöhungen führen (siehe Bild 2.15).

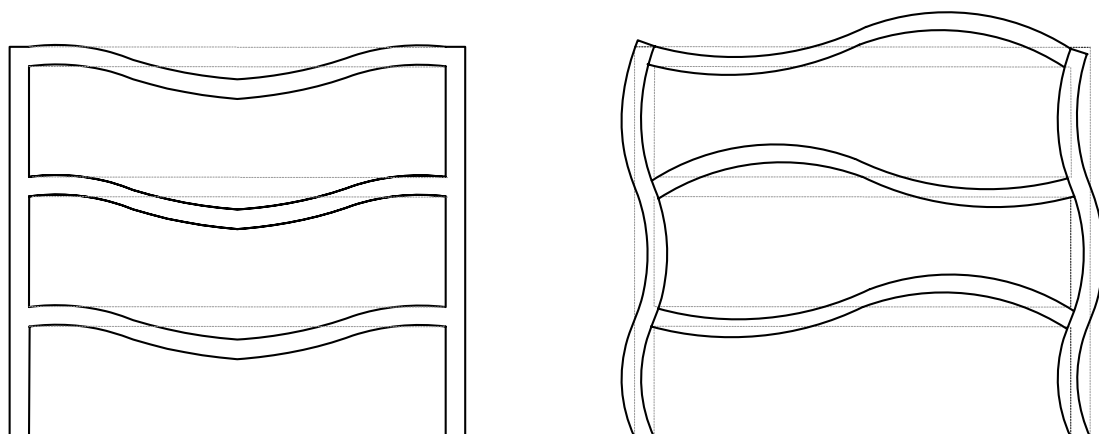


Bild 2.15 *links:* einheitliche Deckenschwingungen bei stark ausgesteiften Gebäuden
rechts: Deckeneigenformen resultierend aus gekoppelten Wand- und Deckenschwingungen eines weniger ausgesteiften Gebäudes

2.2.2 Erschütterungsübertragung aufsteigender Bauteilen - Einfluss der Höhenlage

Die Schwingungen aufsteigender tragender Bauteile, also die von Wänden und Stützen, werden durch die Gesamtbauwerksschwingungen, durch angekoppelte schwingende Deckenmassen sowie durch elastische Eigenschwingungen bestimmt. Da sich die Steifigkeits- und Dämpfungsverhältnisse mit zunehmender Gebäudehöhe verändern, variiert auch der jeweilige Einfluss der Bauwerks-Bauteilresonanzen auf das Schwingungsverhalten der aufsteigenden tragenden Bauteile. Daher ist die Abhängigkeit von der Höhenlage bei der Betrachtung der Bauteilschwingungen zu berücksichtigen.

Betrachtet man zusammenfassend alle Wände bzw. Stützen eines Bauwerks als einen fußpunkterregten Stab, so ergibt sich auf Grund der berücksichtigten Materialdämpfung eine Abnahme der an tragenden Bauteilen auftretenden Schwingungen über die Gebäudehöhe (siehe F2.11).

Schwingungsamplitude im n-ten Stockwerk

$$v_n = v_0 \cdot e^{-n\xi}$$

[F 2.11]

Anhand dieses einfachen Modells kann die Reduktion der Schwingungsamplituden v abgeschätzt werden. Dies wird in [76] durch verschiedene Messergebnisse bestätigt (siehe Bild 2.16).

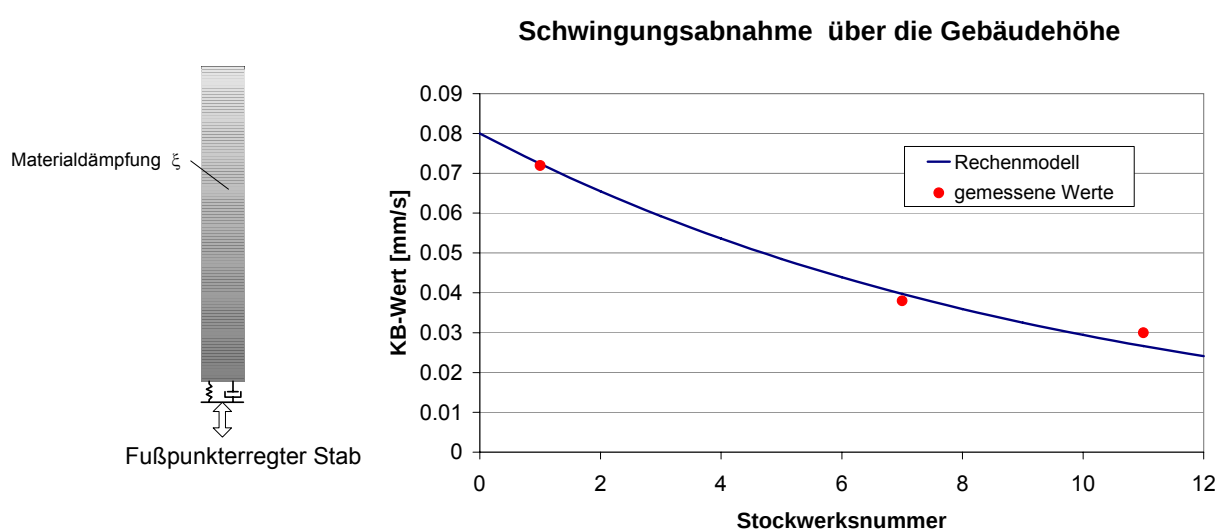


Bild 2.16 Modell zur Bestimmung der Schwindungsabnahme mit der Gebäudehöhe sowie Vergleich mit Messergebnissen nach [76]

Messergebnisse [13] zeigen, dass die Schwingungen von Stützen und Wänden bei Erschütterungseintrag hauptsächlich von der vertikalen Gesamtbewegung des Bauwerks beeinflusst werden und dass diese jedoch mit zunehmender Gebäudehöhe verstärkt werden. Ähnliche Ergebnisse zeigen die in [21] vorgestellten experimentellen Untersuchungen. Die Ergebnisse zahlreicher, mit einem Finite Element- Bauwerksmodell durchgeführten Parameterstudien [6]

bestätigen diese Verstärkung über die Gebäudehöhe, die bei weichem Baugrund nur sehr gering ist, bei steifen Böden jedoch sehr ausgeprägt. Außerdem werden die Wand- bzw. Stützenschwingungen infolge der Gesamtbauwerks-Bewegung bei Bauteilen mit geringerem Elastizitätsmodul mehr verstärkt als bei Bauteilen größerer Steifigkeit. Der Einfluss der Schwingungen in höheren Frequenzbereichen, resultierend aus elastischen Eigenschwingungen des Gebäudes ist nur indirekt von der Höhenlage im Gebäude abhängig, da die Schwingungen von der angeregten Schwingform der Bauteile abhängen.

Die durch die Wandschwingungen angeregten, in [13] messtechnisch untersuchten Geschossdecken eines mehrstöckigen Hauses weisen im Frequenzbereich der Gesamtbauwerksresonanz mit der Gebäudehöhe zunehmende Überhöhungen gegenüber den Freifeldschwingungen auf. Gleiches gilt für die Überhöhungen im Bereich der Deckenresonanzen. Ähnliche Messergebnisse lassen sich in [66] finden.

Diese zu [76] widersprüchlichen Ergebnisse sind auf die Höhe und Massivität des Gebäudes zurückzuführen. Es ist anzunehmen, dass der Einfluss der Materialdämpfung bis zu einer gewissen Gebäudehöhe gering ist und die elastischen Eigenschwingungen der aufgehenden tragenden Bauteile überwiegen. Hinzu kommt der Effekt des gleichgerichteten Schwingens der einzelnen Geschoßdecken. Erst wenn durch die Materialdämpfung genügend Energie dissipiert wird, nehmen die Wand- und Deckenschwingungen mit der Gebäudehöhe ab.

2.2.3 Phasendifferente Anregung der Deckenaufleger

Die bei Erschütterungen auftretende Wellenfeldanregung in horizontaler Richtung bewirkt eine phasenverschobene Anregung der Gebäudefundamente. Die Phasendifferenz ist bei niedrigen Frequenzen, gleichbedeutend mit großen Wellenlängen, sehr gering; bei der Erschütterungsproblematik entspricht die Seite einer Gebäudegrundfläche einer oder mehreren Wellenlängen. Eine Art dieser Beeinflussung des Schwingungsverhaltens ist die phasendifferente Anregung der Deckenaufleger.

Nach [6] führt die Phasendifferenz im Extremfall zur Anregung von antimetrischen Deckeneigenformen und somit zu Resonanzüberhöhungen in dieser Frequenz. Je nach Größe des Phasenunterschiedes liegen die Überhöhungen in Anteilen zwischen der ersten symmetrischen Biegeeigenfrequenz und der zweiten antimetrischen Eigenform.

2.2.4 Koinzidenzeffekte

Da es sich bei Bauwerken um Systeme mit einer sehr großen Anzahl von Freiheitsgraden handelt, kann die gegenseitige Beeinflussung verschiedener Parameter für bestimmte Kausalitäten Koinzidenzeffekte hervorrufen. Damit sind Effekte gemeint, die durch ihr Auftreten die Auswirkungen eines anderen Parameters beeinflussen. Im Idealfall bewirken diese, wie in [13] beobachtet, eine Schwingungstilgung bspw. durch gegenphasiges Schwingen von

Decken und Wänden. Speziell beim Übergang der Erschütterungen in das Gebäude kann es bei Übereinstimmung der Wellenlängen mit verschiedenen Bauwerksparametern wie etwa dem Fundamentabstand oder der Einbindetiefe zur Abminderung aber auch zur Verstärkung der Gebäudeschwingungen kommen. Die Ergebnisse der Untersuchungen in [66] dokumentieren zum Beispiel das Zusammenwirken von Deckenschwingungen und Einbindetiefe. Da eine größere Einbindetiefe zu einer phasengleichen Anregung des Gebäudes führt, erhöhen sich dadurch die Deckenamplituden. Für eine komplette Beschreibung des Deckenschwingungsverhaltens ist daher die Koppelung mit Wandschwingungen sowie die Art des Erschütterungseintrags und der Wellenfeldanregung zu berücksichtigen.

2.2.5 Zusammenfassung

Die Betrachtung der unterschiedlichen Einflüsse auf die Erschütterungsweiterleitung innerhalb von Gebäuden führt zu dem Schluss, dass alle betrachteten Einflüsse im Zusammenhang mit der Gebäudesteifigkeit bzw. Aussteifung des Gebäudes stehen. Dies gilt sowohl für die mit der Höhenlage im Gebäude auftretenden Effekte, als auch für die bei Erschütterungen dominant angeregten Schwingformen. Speziell für die Abschätzung der Deckenschwingungen bedeutet dies veränderte Vergrößerungsfaktoren gegenüber den Freifeldschwingungen infolge der Decken- und Gesamtbauwerksresonanzen. Zusätzlich verschieben sich die Resonanzfrequenzen der Deckenschwingungen.

2.3 Dynamische Materialeigenschaften von Baustoffen

Bauwerksschwingungen beeinflussen die dynamischen Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe. In Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der Lastwechsel an einem Tragwerk, ändern sich auch die Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe. Während die Bestimmung der dynamischen Materialkennwerte des Baugrunds relativ unkompliziert durch Ausbreitungsmessungen im Gelände möglich ist und durch Betrachtung einzelner Frequenzanteile der Anregung auch Aussagen über die Frequenzabhängigkeit der Scherwellengeschwindigkeit im anstehenden Baugrund gemacht werden können [48], ist die Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls (E-Moduls) speziell von Stahlbeton und Mauerwerk aufwendiger. Beispielsweise werden hierzu die Eigenfrequenzen von Bauteilen mit klar definierter Auflagerung gemessen und mit berechneten Werten verglichen [57]. Genauere Verfahren sind der Vergleich der Eigenfrequenzen an genormten Prüfkörpern, das Messen von Querschwingungen an Prüfcylindern oder das Messen der Fortpflanzungsgeschwindigkeit einer Stoßwelle entlang eines Prüfkörpers [27]. Untersuchungen belegen die Abhängigkeit der Druck- und Zugfestigkeit des Betons von der Dehngeschwindigkeit, also der Einwirkungs- und Intensität der dynamischen Belastung (siehe Bild 2.17).

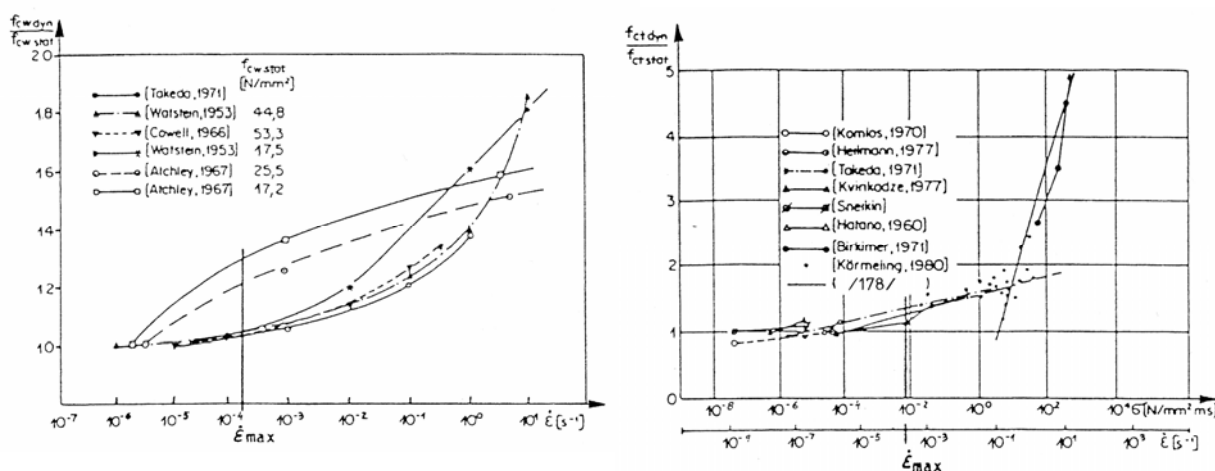


Bild 2.17 Druckfestigkeit (links) und Zugfestigkeit (rechts) von Beton in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit – nach [27]

Zusätzlich wurde eine Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen dem dynamischen und dem statischen E-Modul von der Druckfestigkeit des Betons festgestellt (siehe Bild 2.18).

Im Zuge der Untersuchungen zur Ermittlung des dynamischen E-Moduls stellte man beim Vergleich der rechnerischen und experimentell bestimmten Eigenfrequenzen auch eine geringe Erhöhung der Poissonzahl fest. Bei dynamischen Analysen sollte man demnach einen Wert von $\nu = 0.24$ verwenden. Für andere Baumaterialien wie Stahl und Holz ist kein nennenswerter Anstieg des Elastizitätsmoduls bei dynamischer Belastung beobachtet worden.

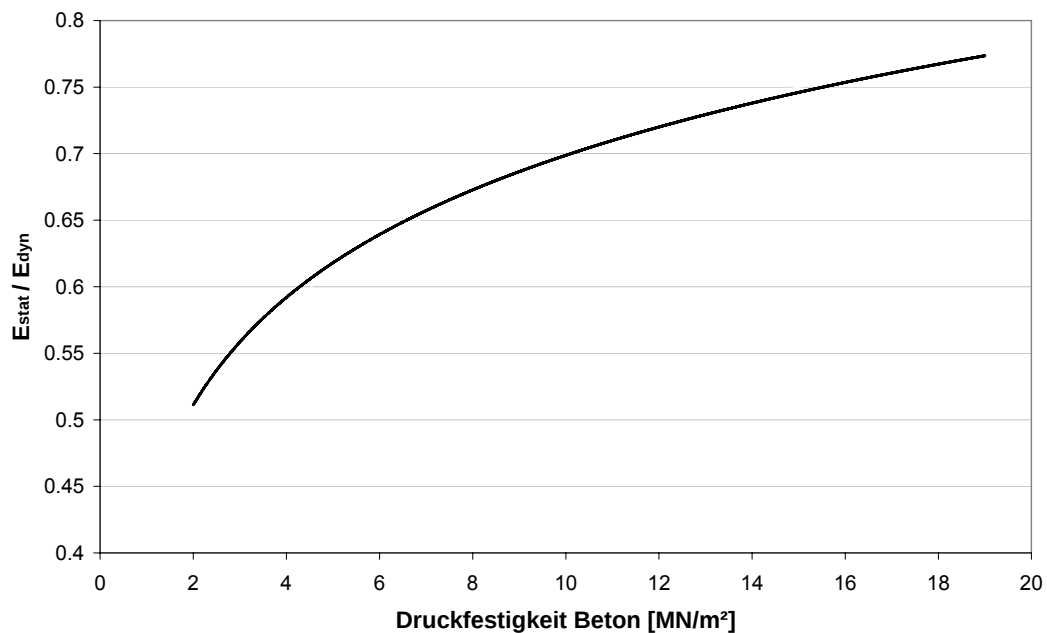


Bild 2.18 Verhältnis von statischem zu dynamischen Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit – nach [27]

Die in [27] und [16] dargestellten Versuchsergebnisse führen zu dem Schluss, dass bei dynamischer Belastung eines Stahlbeton-Bauwerks infolge Erschütterungen nur eine sehr geringe Änderung des dynamischen Elastizitätsmoduls und der dynamischen Druckfestigkeit erfolgt. Die Zugfestigkeit unterliegt jedoch einem großen Einfluss der Dehngeschwindigkeit. Während bei einer Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon} = 0.1 \text{ s}^{-1}$, das entspricht etwa einer stoßartigen Belastung, Dehnfestigkeit und E-Modul nur um etwa 10% zunehmen, steigt die Zugfestigkeit um mehr als 60% an. Bei der Verwendung dieser Werte ist jedoch zu berücksichtigen, dass die gemessenen Steifigkeitswerte für Beton einer großen Streuung unterliegen.

2.4 Beschreibung relevanter Dämpfungsmechanismen

In welchem Maße die Erschütterungen im Bereich der Boden-Bauwerks-Resonanz auf das Bauwerk übertragen werden, bestimmen die Dämpfungsmechanismen im Baugrund und bei der Boden-Bauwerks-Wechselwirkung. Die Mechanismen im Baugrund, welche als Materialdämpfung charakterisiert werden können, haben dabei nur geringen Einfluss.

Die Energiedissipation hingegen, welche aus den dem Baugrund durch die Bauwerkschwingungen aufgezwungenen Bewegungen resultiert, bestimmt die Erschütterungsübertragung nachhaltig. Dabei handelt es sich um Schwingungswellen im Baugrund, welche die Bewegungsenergie vom Bauwerk weg ins Unendliche transportieren. Diese Form von Energieumwandlung wird als Abstrahldämpfung oder geometrische Dämpfung bezeichnet. In Abhängigkeit von dem durch die Bauwerksschwingungen verursachten Wellentyp verändert sich die auf diesem Wege abgestrahlte Energie. Daher wird die Abstrahlungsdämpfung durch die Fundamentgeometrie und die Bodensteifigkeit bestimmt.

Die Verringerung der Erschütterungen bei der Weiterleitung innerhalb des Gebäudes wird durch die Materialdämpfung der Baustoffe, der Strukturdämpfung sowie der Systemdämpfung des Gesamtgebäudes bestimmt. Bild 2.19 gibt eine Übersicht über die für das Schwingungsverhalten von Bauwerken relevanten Dämpfungsarten sowie über die Ursachen des jeweiligen Dämpfungsmechanismus.

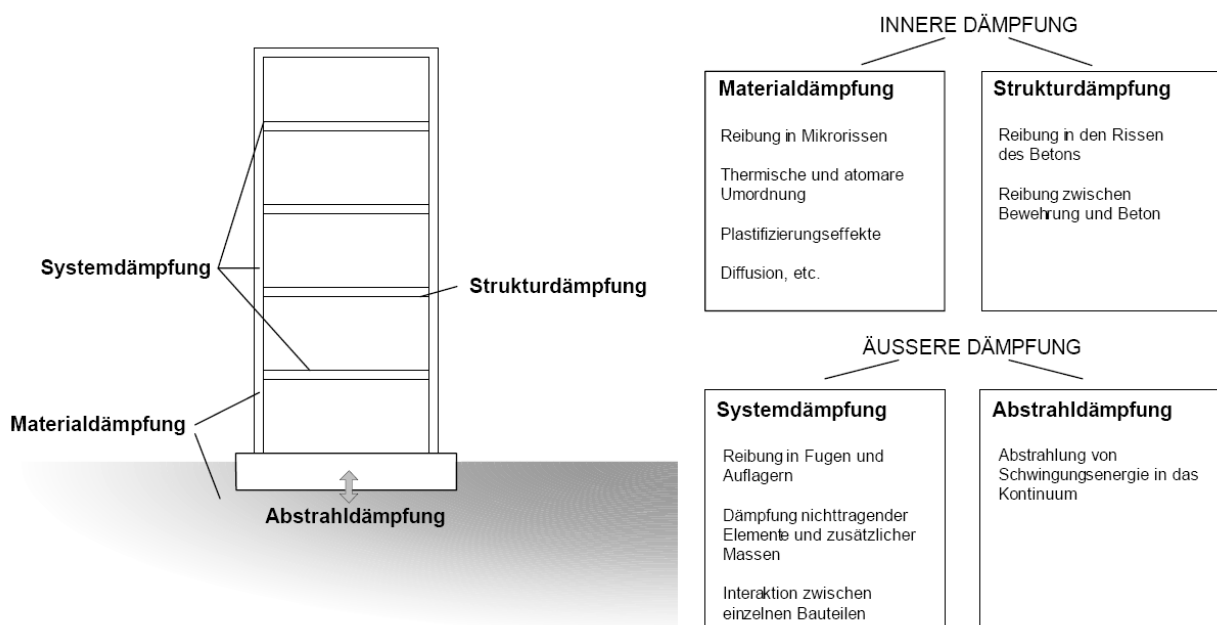


Bild 2.19 Für das Schwingungsverhalten von Bauwerken relevante Dämpfungsarten

Alle vorgestellten Dämpfungsarten unterliegen Einflüssen und Abhängigkeiten, beispielsweise der Frequenz und Belastungsintensität der auftretenden Schwingungen. Um die relevan-

ten Dämpfungsmechanismen bei der Abschätzung des Schwingungsverhaltens realitätsnah berücksichtigen zu können, sollen die jeweiligen Einflüsse näher betrachtet werden.

Wie bereits zu Beginn dieses Abschnitts erwähnt, hat die Abstrahldämpfung den größten Anteil der Reduzierung der Erschütterungen beim Übergang vom Baugrund auf das Bauwerk. Sie wird dabei durch eine eventuelle Bodenschichtung, der Einbettung von Fundamenten, der Fundamentgeometrie und den Materialeigenschaften des umgebenden Baugrundes bestimmt. Hinzu kommt eine Veränderung der Abstrahldämpfung bei gegenseitiger Beeinflussung von Fundamenten. Diese Einflüsse sind bereits in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben worden. Zusätzlich jedoch, so zeigt Bild 2.20, wird dieser geometrische Dämpfungsanteil auch vom Verhältnis zwischen der Bauwerksmasse und den Fundamentabmessungen beeinflusst, welches in der dargestellten Grafik durch einen dimensionslosen Massefaktor erfasst wird. Je größer dabei die Bauwerksmasse im Verhältnis zur Fundamentfläche ist, umso kleiner die abgestrahlte Energie, also die Abstrahldämpfung.

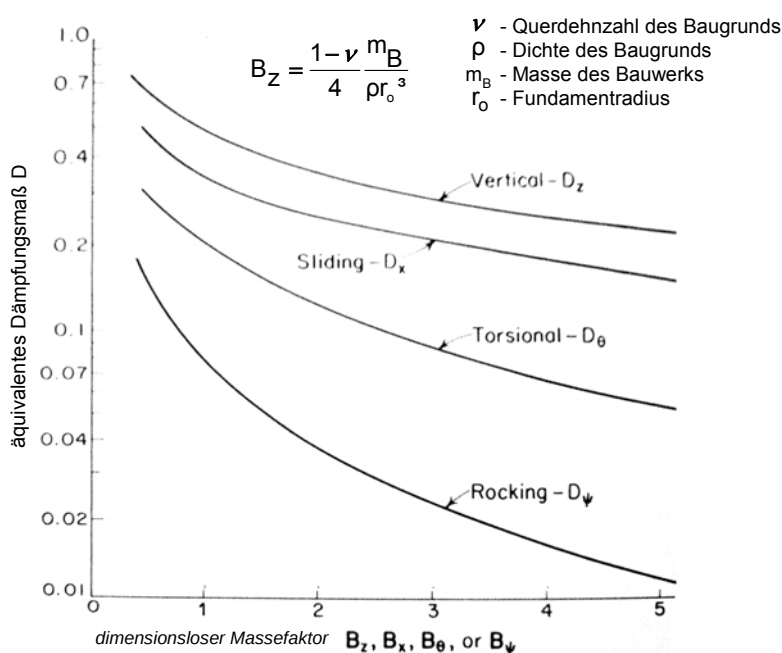


Bild 2.20 Dämpfungswerte der Abstrahldämpfung eines Einzelfundaments in Abhängigkeit von einem dimensionslosen Massenfaktor [63]

Die Dämpfungswerte sind nach [63] dabei für vertikale und horizontale Schwingungen größer als bei Kippbewegungen. Speziell bei Kippschwingungen sind die Dämpfungswerte nur etwa ein viertel so groß wie bei vertikalen Schwingungen und nehmen zusätzlich stärker mit steigendem Massefaktor ab.

Die Schwingform bestimmt neben dem Einfluss der Bauwerksmasse auch die Frequenzabhängigkeit der Abstrahldämpfung. In [4] werden Korrekturfaktoren für die statischen Dämpfungswerte eines starren Kreisfundamentes definiert, welche auf die dimensionslose Frequenz bezogen sind (siehe Bild 2.21). Während die Dämpfungen für Vertikalbewegungen sowie Horizontalbewegungen parallel zur kürzeren Seite des Fundamentes (bzw. bei quad-

ratischen Fundamenten) nahezu unabhängig von der Frequenz der Anregung sind, wächst die Abstrahldämpfung bei Kippschwingungen des Fundamentes mit der Frequenz an, wobei der statische Wert der Dämpfungen in diesem Fall Null ist.

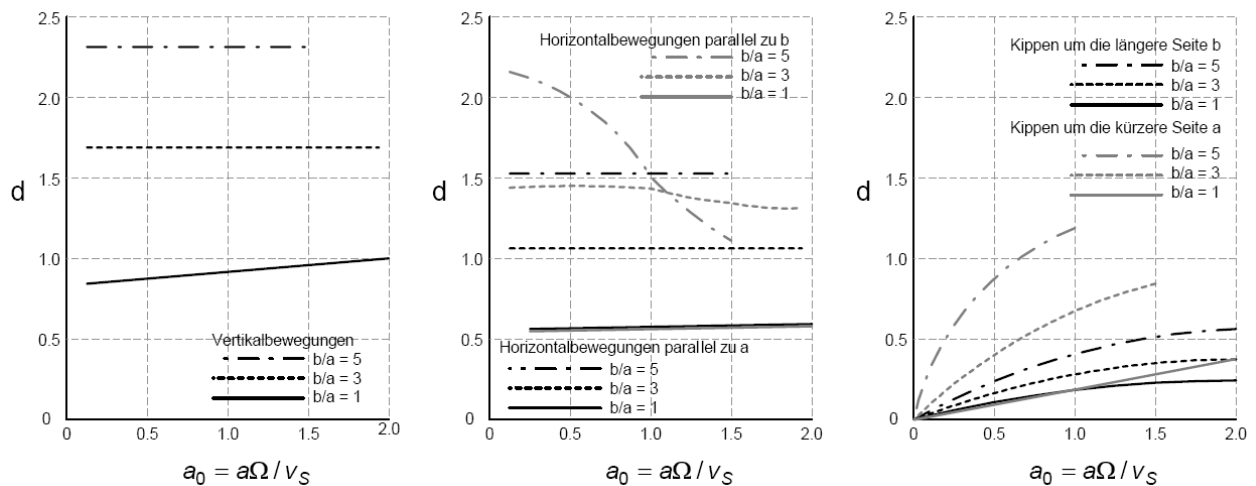


Bild 2.21 Korrekturfaktoren für die statische Dämpfungswerte eines starren Kreisfundamentes in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz – *links*: für Vertikalbewegungen – *mitte*: für Horizontalbewegungen – *rechts*: für Kippbewegungen, [4]

Im Baugrund wirkt außerdem die Materialdämpfung des Bodens. Diese ist jedoch im Verhältnis zur Abstrahldämpfung sehr klein (zwischen 1% - 2% des Lehrschen Dämpfungsmaßes) und wird in der Regel vernachlässigt. Es handelt sich bei der Materialdämpfung im Boden um Energiedissipation infolge der Reibung zwischen den Bodenkörnern bzw. Bodenpartikeln. Dieser Vorgang ist unabhängig von der Verformungsgeschwindigkeit. Daher ist er im Gegensatz zur der dem Verhalten eines viskosen Dämpfers ähnlichen Abstrahldämpfung, hysteretischer Natur und gilt somit als frequenzunabhängig.

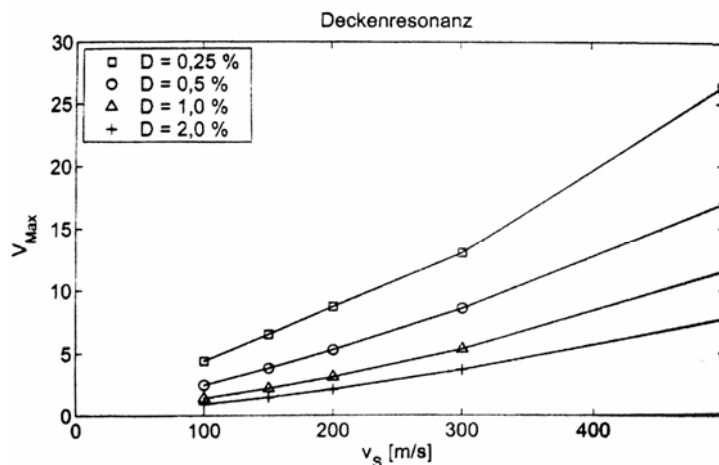


Bild 2.22 Resonanzamplituden für verschiedene Materialdämpfungswerte, aufgetragen über der Wellengeschwindigkeit des Bodens [13]

Bei der Weiterleitung der Erschütterungen innerhalb von Gebäuden wirkt größtenteils die Materialdämpfung der Baustoffe. Diese kann am ehesten mit einem Mechanismus einer inneren thermischen und atomaren Umordnung erklärt werden und ist von der Art und Größe der Erregung sowie von der Temperatur abhängig. Die Resonanzüberhöhungen infolge der Bauteileigenschwingungen, also auch der Deckeneigenschwingungen werden hauptsächlich durch die Materialdämpfung bestimmt. Bild 2.22 zeigt daher exemplarisch die Abhängigkeit der Resonanzamplituden von Bodensteifigkeit und Materialdämpfung. Je geringer dabei die Materialdämpfung, umso größer die Überhöhungen infolge der Deckenresonanzen. Während der Dämpfungseinfluss bei weichen Böden nur gering ist, entscheidet die Materialdämpfung bei Gebäuden auf steifen Baugrund über die Schwingungsanfälligkeit der Geschossdecken bei Erschütterungsanregung.

Bei Betonbauteilen spricht man außerdem von einer Strukturdämpfung, die aus der Reibung zwischen Bewehrungsstählen und dem Beton, bzw. aus Rissen im Beton-Bauteil resultiert. Die Material- und Strukturdämpfung von Betonbauteilen hängt nach [20] primär von den Materialkennwerten des Betons (E-Modul, Druckfestigkeit), der Vorspannung und dem Risszustand bei großen, zur Rissbildung führenden Schwingungsamplituden ab. Bei großer Beanspruchung, also im gerissenen Zustand, erhöhen sich die Dämpfungswerte für die Material und Strukturdämpfung von 0.5 – 1.5 % auf 10 % (siehe Bild 2.23).

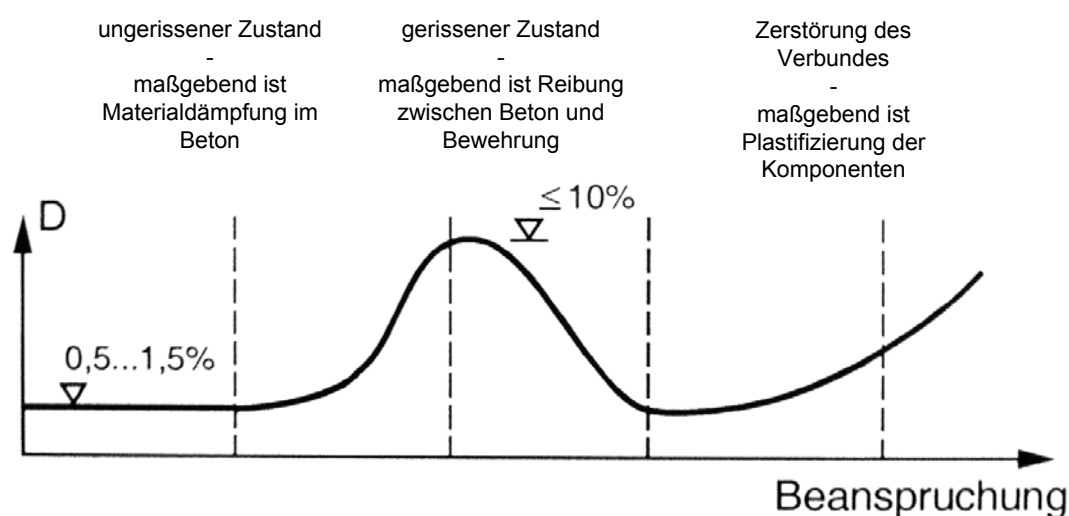


Bild 2.23 Material und Strukturdämpfungswerte D für Stahlbeton in Abhängigkeit von der Beanspruchung (nach [20])

Sekundär werden die Dämpfungswerte vom Bewehrungsgrad und dem vom Alter des Betons abhängigen Wassergehalts beeinflusst. Wie auch bei anderen Baustoffen ist die Materialdämpfung davon abhängig, welche Schwingungsform angeregt wird.

Die außerdem auftretende Systemdämpfung, bei der die Energiedissipation durch Reibung und durch die Relativbewegung einzelner Bauteile zueinander erfolgt, wird hauptsächlich von der Größe der Schwingungsamplituden bestimmt.

Maßgebend für die Reduzierung der Erschütterungen beim Übergang in das Gebäude und bei der Weiterleitung innerhalb des Gebäudes ist das Zusammenwirken der einzelnen Dämpfungsarten. Dafür findet sich zum Beispiel in [27] folgender Ansatz:

Ansatz zur Berücksichtigung der Dämpfungsarten

$$D = D_1 + D_2 + D_3$$

[F 2.11]

D_1 : Materialdämpfung

D_2 : Systemdämpfung

D_3 : Abstrahldämpfung

Das bedeutet, dass sich die einzelnen Dämpfungsmechanismen aufsummieren. Zur Abschätzung der Bauwerksdämpfung ist jedoch die Frequenzabhängigkeit der einzelnen Arten der Dämpfung zu berücksichtigen.

Zusammenfassend ist in Bild 2.24 der schematische Verlauf der zu berücksichtigenden Dämpfungsarten in Abhängigkeit von der Anregungsfrequenz dargestellt. Einen Überblick auf die Größenordnung der verschiedenen Dämpfungsarten gibt Tabelle 2.1.

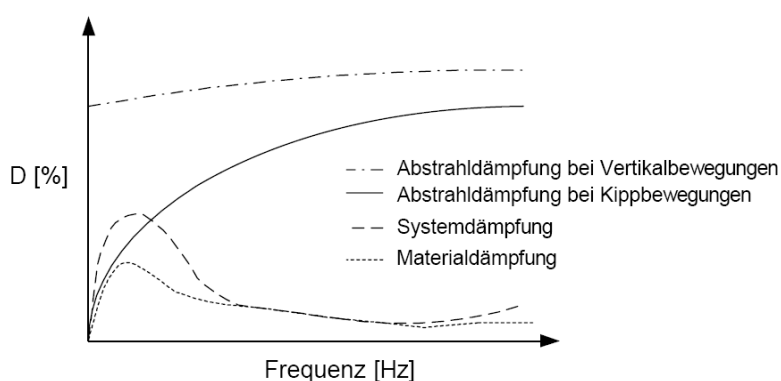


Bild 2.24 Schematischer Verlauf der Dämpfungsarten in Abhängigkeit von der Anregungsfrequenz

Dämpfungsart		Lehrsches Dämpfungsmaß [%] c/c_{krit}
Äußere Dämpfung	Abstrahldämpfung	18 - 50
	Materialdämpfung Boden	1-2
	Systemdämpfung Bauwerk	<u>Stahl – Hochbauten:</u> 1.5 – 4 % (je nach Verbindungen und Ausbau) <u>Stahlbeton - Hochbauten:</u> 2 – 4% (je nach Aussteifung und Ausbau) <u>Mauerwerksbauten:</u> 1 - 3 % (je nach Ausbau) <u>Holzbauten:</u> 2 – 4% (je nach Verbindungsmittel)
Innere Dämpfung	Strukturdämpfung und Materialdämpfung Bauwerk	<u>Beton:</u> 1% - 2% (kleine Verformungen) <u>Spannbeton:</u> 0.8 - 2 % (kleine Verformungen) <u>Mauerwerk:</u> 1 - 2% (kleine Verformungen) <u>Holz:</u> 1 - 3 % <u>Stahl:</u> 0.4 – 1 %

Tabelle 2.1 Übersicht über die Größenordnung der einzelnen Dämpfungsarten nach [63] und [27]

3. Rechnerische Quantifizierung verschiedener relevanter Einflussgrößen zur Berücksichtigung für eine praxisnahe Immissionsprognose

Anhand numerischer Variationsrechnungen sollen einige der in Kapitel 2 vorgestellten, signifikanten Einflüsse auf das Schwingungsverhalten von Gebäuden bestätigt, und nach Möglichkeit quantifiziert werden. Hierbei wurde die Unterscheidung in Effekte bei der Erschütterungseinleitung und in Effekte bei der Weiterleitung innerhalb des Gebäudes beibehalten.

Da eine Berücksichtigung des Baugrunds als Kontinuum für die Untersuchungen zur Erschütterungseinleitung unerlässlich ist, wurde für diese Analysen ein Rechenverfahren verwendet, welches eine solche Betrachtung durch direkte Kopplung des Finite Element- und des Randelement- Verfahrens ermöglicht. Zusätzlich gestattet dieses Verfahren die Bestimmung der Bauwerksreaktionen bei realitätsnaher Wellenfeldanregung. Die Grundlagen dieses Verfahrens sollen daher zu Beginn dieses Abschnitts vorgestellt werden.

Die Untersuchung der Erschütterungsweiterleitung innerhalb eines Gebäudes erfordert zwar ebenso eine Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion, die Anregungsmechanismen können jedoch dahingehend vereinfacht werden, dass der Baugrund durch Feder/Dämpfer-Elemente berücksichtigt wird. Auf diese Weise lassen sich zwar Gesamtbauwerksbewegungen abbilden, der Modellierungsaufwand ist jedoch viel geringer. Außerdem lassen sich kommerzielle FE- Programmsysteme mit spezifischen, dem Tragverhalten einzelner Bauteile angepassten Elementen verwenden. Die für dieses Rechenverfahren getroffenen Vereinfachungen der Anregungs- und Dämpfungsmechanismen sollen ebenfalls vorgestellt werden.

Beide verwendete Verfahren werden anhand eines Referenzmodells verifiziert. Dazu werden die für das Referenzmodell mit beiden Verfahren bestimmten, rechnerischen Ergebnisse miteinander sowie mit Ergebnissen anderer Untersuchungen verglichen. Die Identifikation der mit dem BEM/FEM (*Boundary Element Method / Finite Element Method*) ermittelten Schwingform des Gesamtgebäudes soll außerdem die Plausibilität der für das FE- Modell getroffenen Vereinfachungen verdeutlichen.

Die mit den vorgestellten Verfahren durchgeführten Parameterstudien bezüglich der Erschütterungseinleitung konzentrieren sich dabei auf die Einbettung des Gebäudes in den Baugrund, den resultierenden Erschütterungseintrag bei variierenden Bodensteifigkeiten sowie auf die Ermittlung der mit dem Fundamenttyp verbundenen Steifigkeiten und Dämpfungswerte. Zusätzlich sollen durch ein Ersatzverfahren für das 3-dimensionale FE- Modell, welches ermöglicht, die Wellenfeldanregung des gesamten Gebäudes zu berücksichtigen, die Abhängigkeiten der Gebäudeamplituden von der Fundamentstarrheit bestimmt.

Die Untersuchungen zur Erschütterungsweiterleitung innerhalb des Gebäudes sollen Effekte in Abhängigkeit von der Höhenlage im Gebäude und in Abhängigkeit von der Gebäudeaussteifung behandeln. Außerdem soll der Einfluss der Materialdämpfung untersucht werden.

Ziel aller Untersuchungen ist die Ableitung von Einflussfaktoren für Steifigkeits- und Dämpfungswerte der Gründung sowie für Überhöhungsfaktoren der Gebäudeamplituden.

3.1 Für Parameterstudien verwendete Rechenverfahren

3.1.1 Gekoppeltes Randelement- / Finite Element - Rechenverfahren

Zur Beurteilung von Effekten, die den Übergang der Erschütterungen vom Baugrund auf das Bauwerk beeinflussen, ist es notwendig, ein Rechenverfahren zu verwenden, welches den Baugrund als unendlich ausgedehntes Kontinuum abbildet. Daher wurde das in [64] für die Ebene entwickelte Verfahren, bei dem eine Kopplung der Randelementmethode mit der Finiten Element Methode erfolgt, verwendet.

Dabei wird das zu berechnende System in drei Teilbereiche I, L und R sowie eine untere Systembegrenzung aufgeteilt (siehe Bild 3.1). Der innere Bereich I stellt dabei das zu untersuchende Gebäude sowie den Baugrund in nächster Umgebung des Bauwerks dar und wird mit der Methode der finiten Elemente berechnet. Die sich seitlich an diesen Bereich anschließenden Randbereiche L und R charakterisieren ein horizontal geschichtetes, ins unendliche ausgedehntes Medium. Diese Bereiche, bei denen die Lösung mit Hilfe der Randelementmethode ermittelt wird, werden nur in vertikaler Richtung diskretisiert. In horizontaler Richtung werden die Schichten als unendlich ausgedehnt betrachtet. Das hat zur Folge, dass Wellen in diesen Randbereichen auslaufen können und nicht an der Systemgrenze reflektiert werden. Die untere Systembegrenzung U wird durch frequenzabhängige viskose Dämpferelemente beschrieben. In Abhängigkeit vom Winkel der auf die Elemente treffenden Wellenfront, wird deren Energie von den Elementen absorbiert.

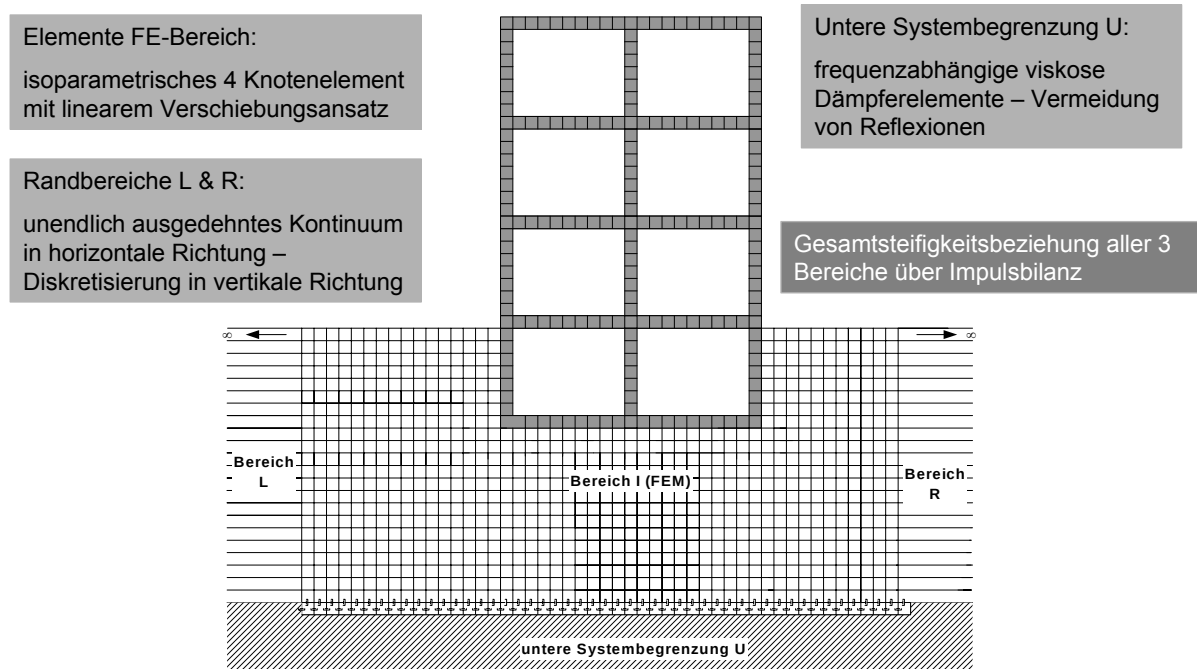


Bild 3.1 Schematische Darstellung des zweidimensionalen BEM/FEM Rechenmodells

Die für den inneren Bereich verwendete Finite Element Methode wird in zahlreichen Bereichen angewandt und wird zur Approximation der Lösungen von komplexen Randwertaufgaben benutzt, welche in diesem Fall durch eine Verschiebungsfunktion für jedes, bei der Dis-

kretisierung des Bereiches I verwendeten, Element vorgegeben ist. Diese Funktion beschreibt den Dehnungszustand innerhalb eines formulierten Elementes infolge äußerer Verschiebungen. Mit Hilfe eines linearen Stoffgesetzes lässt sich ebenfalls der Spannungszustand des Elementes ableiten. Die Kopplung der Knotenpunktverschiebungen erfolgt dabei über eine Impulsbilanz, die mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebungen formuliert wird. Unter der Voraussetzung einer harmonischen stationären Erregung an einem beliebigen Punkt innerhalb des inneren Bereiches I (F 3.1 und 3.2) führt das zu einem linearen, symmetrischen Gleichungssystem (F 3.3).

$$\text{Vektor der Knotenpunktverschiebungen} \quad \{\tilde{u}\} = \{\hat{u}\} \cdot e^{i\omega t} \quad [F 3.1]$$

$$\text{Vektor der Knotenpunktkräfte} \quad \{\tilde{p}\} = \{\hat{p}\} \cdot e^{i\omega t} \quad [F 3.2]$$

$$\begin{aligned} &\text{Gleichungssystem der Knotenpunktverschiebungen} \\ &[\tilde{K}] - \omega^2 [M] \cdot \{\tilde{u}\} = \{\tilde{p}\} \quad [F 3.3] \\ &[\tilde{K}] - \text{Steifigkeitsmatrix (komplex)} \\ &[M] - \text{Massenmatrix (reell)} \end{aligned}$$

Durch die Einführung innerer Knotenkräfte, die mit dem Element einen Gleichgewichtszustand bilden, lässt sich an jedem Knoten eine Impulsbilanz zwischen den inneren und äußeren Knotenkräften aufstellen, welche zu einer Systemsteifigkeits- und Systemmassenmatrix führt.

Fasst man die Steifigkeitsmatrix, die durch Berücksichtigung der Dämpfung komplex wird, und die Massenmatrix zu einer Systemmatrix zusammen (F 3.4), kann ein Gleichungssystem aufgestellt werden, das die freien und eingepprägten Knotenpunktverschiebungen auf die in F 3.5 dargestellte Weise berücksichtigt.

$$\text{Zusammenfassung zu einer Systemmatrix } [\tilde{S}] \quad [\tilde{S}] = [\tilde{K}] - \omega^2 [M] \quad [F 3.4]$$

$$\begin{aligned} &\text{Gleichungssystem zur Bestimmung der freien Knotenpunktverschiebungen } \{\tilde{u}_f\} \\ &\{\hat{u}_e\} - \text{eingepprägte Knotenverschiebung} \\ &\{\hat{p}_e\} - \text{eingepprägte äußere Knotenpunktkraft} \end{aligned} \quad \begin{bmatrix} \tilde{S}_{11} & \tilde{S}_{12} \\ \tilde{S}_{12}^T & \tilde{S}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{u}_f \\ \hat{u}_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \hat{p}_f \\ \hat{p}_e \end{Bmatrix} \quad [F 3.5]$$

Aus diesem Gleichungssystem lassen sich dann die gesuchten Amplituden der freien Knotenpunktverschiebungen bestimmen (F 3.6).

$$\text{Bestimmung der freien Knotenpunktverschiebungen} \quad [\tilde{S}_{11}] \cdot \{\hat{u}_f\} = \{\hat{p}_f\} - [\tilde{S}_{12}] \cdot \{\hat{u}_e\} \quad [F 3.6]$$

Die Lösung der äußeren Bereich L und R, welche bei der Analyse durch das Schnittprinzip vom inneren Bereich I getrennt werden, erfolgt bei harmonischer Erregung im inneren Bereich durch die Berechnung einer frequenzabhängigen komplexen Steifigkeitsmatrix. Mit Hil-

fe dieser Steifigkeitsbeziehung können die durch die Trennung vom inneren Bereich frei gewordenen Schnittkräfte in Abhängigkeit von den an der Schnittfläche eingprägten Verschiebungen bestimmt werden. Diese werden wiederum als äußere Belastung auf den inneren Bereich I eingebracht.

Ausgehend von den, durch das partielle Differentialgleichungssystem beschriebenen, harmonischen Bewegungen des linear elastischen, linear viskosen Kontinuums in der Ebene, lässt sich die partielle Differentialgleichung für die Horizontal- und Vertikalverschiebung durch einen geeignete Produktansatz und den Lösungsansatz für harmonische Erregung vereinfachen. Durch Diskretisierung des betrachteten Bereiches in dünne Schichten und der Annahme einer linearen Variation der horizontalen und vertikalen Verschiebungen über die Schichtdicke, lassen sich diese als Funktionen der diskreten Verschiebungen an der Schichtbegrenzung definieren. Mit Hilfe der Elastizitätstheorie lassen sich die Dehnungen und somit auch die Spannungen innerhalb einer Schicht bestimmen. Außerdem können durch Kenntnis der Verschiebungen die Massenkkräfte innerhalb einer Schicht ermittelt werden.

Durch Formulierung der Impulsbilanz mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebungen werden die Arbeitsanteile der inneren Spannungen einer Schicht den Arbeitsanteilen der freigeschnittenen Oberflächenkräfte der Bereichsgrenze zwischen L / R und I sowie den Arbeitsanteilen der Oberflächenkräfte eines unendlich entfernt gedachten Schnittes (ohne die eingprägten Verschiebungen) gegenübergestellt. Dies führt zu einem homogenen quadratischen Eigenwertproblem, dessen Lösung in dem beschriebenen Verfahren mittels einer Vektoriteration erfolgt. Dieses Verfahren liefert Eigenwerte und zugehörige Eigenvektoren. Die physikalisch sinnvollen Lösungen des Eigenwertproblems enthalten die zur Spannungsermittlung gesuchten Verschiebungen. Die so ermittelten Normal- und Schubspannungen lassen sich über die Schichtdicke zu konzentrierten Knotenkräften zusammenfassen. In Abhängigkeit von den von außen durch den inneren Bereich I eingprägten Randverschiebungen, lässt sich die dynamische Steifigkeitsmatrix der seitlichen Bereich R und L ableiten, welche die dynamische Eigenschaften der Randbereiche vollständig beschreibt (F 3.7).

Zusammenhang zwischen dem Vektor für die Knotenpunktkräfte jeder Schichtgrenze $\{\tilde{p}^R\}$, den vom Bereich I eingprägten Randverschiebungen $\{\tilde{u}^R\}$ und der dynamischen Steifigkeitsmatrix $[\tilde{R}]$ der seitlichen Bereich L und R

$$\{\tilde{p}^R\} = [\tilde{R}] \cdot \{\tilde{u}^R\} \quad [F 3.7]$$

Die untere Systembegrenzung wird durch die Anbringung von Dämpferelementen an den äußeren Knoten der unteren Elemente des Innenbereichs I definiert. Es wird ein Ansatz gewählt, durch den die auf das Dämpferelement wirkenden Schub- bzw. Normalspannungen infolge der Verschiebungen des Teilbereichs, vom Einfallswinkel der auftreffenden Wellenfront abhängig werden. Diese lassen sich durch Integration der Spannungen über das Volumen der angrenzenden Elemente die an den Knotenpunkten angreifenden Dämpferkräfte der unteren Systembegrenzung ermitteln. Zusammen mit den aus den Verschiebungen des Innenbereiches resultierenden und als äußere Kräfte aufgebrachten Reaktionen der seitlichen Bereiche gehen die Dämpfungskräfte in die Impulsbilanz zur Bestimmung der Knoten-

punktverschiebungen (F 3.3) ein. Dessen Lösung ergibt die Verschiebungen unter Berücksichtigung des Gesamtgebietes.

Zur Modellierung einer komplexen Struktur auf dem Baugrund bzw. einer in den Baugrund eingebetteten Struktur, wird diese wie der umgebende Boden im Nahbereich diskretisiert. Den Elementen von Baugrund und Struktur werden die entsprechenden Materialkennwerte (G , ρ und ν) zugewiesen. Die Elementgrößen des Baugrunds müssen dabei so gewählt werden, dass eine auftretende Wellenlänge ausreichend genau dargestellt werden kann. Dies ist bei einer Elementgröße von maximal einem Zehntel bzw. Zwölftel der Scherwellenlänge der Anregung der Fall. Die Größe der Elemente für die Struktur sollte so gewählt werden, dass die interessierenden Schwingformen ausreichend genau abgebildet werden.

Die Anregung des Systems erfolgt durch eine harmonisch eingeprägte Verschiebung im inneren Bereich I mit einem gewissen Abstand zu der untersuchten Struktur. Für die Anregung jeweils mit Frequenzen eines interessierenden Bereiches werden die Knotenverschiebungen ermittelt. Die Verschiebungen der Struktur lassen sich dabei auf die Verschiebungen des Baugrunds beziehen. Auf diese Weise lassen sich Übertragungsfunktionen bestimmen, welche den Übergang der Schwingungen im Baugrund auf die untersuchte Struktur charakterisieren.

3.1.2 Berücksichtigung der Dämpfung im BEM/FEM Verfahren

Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist die Kenntnis der im Rechenmodell berücksichtigten Dämpfungsanteile von großem Interesse. Daher soll auf die Berücksichtigung der Dämpfung bei dem verwendeten Verfahren eingegangen werden.

Die im Baugrund und bei der Struktur auftretenden Mechanismen werden bei dem vorgestellten BEM/FEM Verfahren durch die Materialdämpfung berücksichtigt. Der Ansatz hierfür wird dabei aus der Hysteresedämpfung entwickelt.

Die Materialdämpfung enthaltende Materialparameter:

komplexer Elastizitätsmodul:	$\tilde{E} = E(1 + iD/2\pi)$	[F 3.8]
komplexe Querdehnzahl:	$\tilde{\nu} = \nu(1 + iD/2\pi)$	
komplexe Lamesche Konstante:	$\tilde{\lambda}' = \lambda'(1 + iD/2\pi)$	
komplexer Schubmodul:	$\tilde{G} = G(1 + iD/2\pi)$	

Durch Verwendung komplexer Größen für die Materialkennwerte (F 3.8) kann die Steifigkeitsmatrix wie eine reelle Steifigkeitsmatrix generiert werden, allerdings müssen komplexe statt reelle Modi verwendet werden. Als Eingangswert dienen dann die Realanteile der Modi sowie die Beträge der Imaginäranteile.

3.1.3 3- dimensionales Finite Element Verfahren

Zur Erfassung aller Effekte, welche mit der Weiterleitung der Erschütterungen innerhalb des Gebäudes verbunden sind, kann der Baugrund als Kontinuum vernachlässigt werden. Wichtiger hierbei ist es, das Tragverhalten der Gebäudestruktur sowie die Reaktionen der einzelnen Gebäudeteile auf eine dynamische Anregung realitätsnah zu erfassen. Daher wurde für die rechnerischen Untersuchungen aller Effekte bezüglich der Erschütterungsweiterleitung ein Finite Element Modell verwendet, an dem verschiedene Parametervariation bezüglich des Bauwerktyps, dem Aussteifungsgrad oder aber der Gebäudehöhe durchgeführt werden konnten. Die Berechnung des Modells erfolgte mit dem kommerziellen Programmsystem ANSYS, welches bauteilspezifische Elementtypen (Platten- und Balkenelemente) bietet, die für Tragwerksberechnungen optimiert sind. Grundlage für die Berechnung ist das bereits in Abschnitt 3.1.1 in Grundzügen vorgestellte Prinzip der finiten Elemente. Wie alle strukturellen Berechnungen basiert das Prinzip dabei auf der Spannungs- Verformungsbeziehung der Struktur, welche in diesem Fall durch ein elastisches Stoffgesetz beschrieben wird.

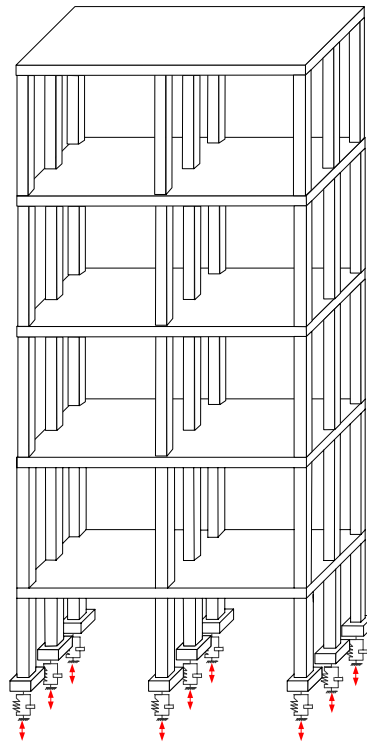


Bild 3.2 Schematische Darstellung des 3-dimensionalen FE- Rechenmodells –Verwendung von Feder/Dämpfer- Elementen zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion

Die durch den Baugrund auf das Gebäude übertragene Erschütterungsanregung, kann durch eine vertikale Fußpunkterregung an den Gebäudefundamenten vereinfacht werden. Zur Berücksichtigung der Interaktion mit dem umgebenden Baugrund bietet es sich an, Feder/Dämpfer- Elemente zwischen den Fundamentpunkten und der Fußpunkterregung einzufügen. Diesen kann eine zuvor abgeschätzte Fundamentsteifigkeit und die entsprechenden Dämpferwerte zugewiesen werden (siehe Bild 3.2).

Ziel der numerischen Berechnungen mit dem 3-dimensionalen FE- Modell ist die Bestimmung von Übertragungsfunktionen, welche das Übertragungsverhalten zwischen den Erschütterungen im Baugrund und denen an verschiedenen Punkten im Gebäude charakterisieren sollen. Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, sollen dafür die stationären Gebäudeamplituden für eine harmonische Einheits- Fußpunkterregung bestimmt werden. Um eine Abhängigkeit der Gebäudeschwingungen von der Frequenz der Anregung wiederzugeben, ist es nötig, diese für einen gesamten Frequenzbereich zu ermitteln und dabei die Frequenz schrittweise zu variieren. Die jeweiligen Amplituden eines Gebädepunktes können dann als Funktion der Frequenz dargestellt werden. Diese Form der Analyse wird als Frequenzganganalyse bezeichnet. Sie ist jedoch nur linearen Strukturen möglich, was jedoch angesichts der bei Erschütterungsanregung auftretenden, kleinen Verformungen der Struktur gegeben ist. Das bedeutet, dass sich die Verschiebungen jedes Knotens des Modells ebenfalls sinusförmig mit der Frequenz der Anregung ändern. Somit lassen sich die Knotenverschiebungen des FE- Modells mit der grundlegenden Bewegungsgleichung des diskretisierten Modells lösen (F 3.9).

Grundlegende Bewegungsgleichung

$u(t)$ - Knotenverschiebung
 $h(t)$ - Fußpunktverschiebung

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = h(t) \quad [F 3.9]$$

Für eine harmonische Einheits- Fußpunkterregung kann der Anregungsterm dabei vereinfacht werden (F3.10). Gleiches gilt für die ebenfalls harmonischen Knotenverschiebungen, da eine lineare Struktur angenommen wurde (F 3.11).

Einheitsfußpunkterregung $h(t) = 1 \cdot e^{i\Omega t + \varphi} = \cos \Omega t + i \cdot \sin \Omega t \quad [F 3.10]$

Knotenverschiebung
(harmonischer Ansatz) $u(t) = u_{\max} \cdot e^{i\Omega t + \varphi} \quad [F 3.11]$
 $= u_{re} \cos \Omega t - u_{im} \sin \Omega t + i(u_{re} \sin \Omega t + u_{im} \cos \Omega t)$

Berücksichtigt man diese Beziehungen in der Bewegungsgleichung ergibt sich ein lineares komplexes Gleichungssystem (F3.12). Dieses liefert für jede Anregungsfrequenz Ω die realen und imaginären Anteile der Knotenverschiebung u . Diese Anteile haben je nach Dämpfung eine Phasenverschiebung zur Anregung.

lineares komplexes
Gleichungssystem
zur Ermittlung der
Knotenverschiebungen

$$\underbrace{(-\Omega^2 M + i\Omega C + K)}_{K^{eq}} (u_{re} + i u_{im}) = 1 \quad [F 3.12]$$

äquivalente Steifigkeitsmatrix

Die auf diese Weise berechneten Übertragungsfunktionen sind mit gemessenen, in den Frequenzbereich transformierten und auf Amplituden des Baugrunds bezogenen Schwingungsamplituden direkt vergleichbar. Somit ist es durch Multiplikation mit einem Anregungsspektrum möglich, die Gebäudeantwort auf diese Anregung zu berechnen.

Durch die normierte Anregung sind die Ergebnisse der verschiedenen Variationen des Rechenmodells ebenfalls direkt miteinander vergleichbar.

3.1.4 Berücksichtigung der Dämpfung im FE- Verfahren

Da die Erschütterungsweiterleitung innerhalb eines Gebäudes vornehmlich durch die innerhalb der Struktur auftretenden Dämpfungsmechanismen bestimmt wird, sollen die bei dem verwendeten FE- Modell berücksichtigten Dämpfungsarten genauer betrachtet werden, zumal zur rechnerischen Bestimmung verschiedener Einflüsse, auch die maßgebenden Dämpfungsmechanismen variiert werden.

Wie aus F 3.9 ersichtlich wird, wird die Dämpfung im Lösungsverfahren dadurch berücksichtigt, dass jedem Element über die Elementsteifigkeitsmatrix ein Dämpfungswert zugewiesen wird. Der damit in der äquivalenten Steifigkeitsmatrix enthaltene Term C für die einzelnen Dämpfungswerte enthält dabei verschiedene Dämpfungsmodelle (F 3.13).

Berücksichtigte Dämpfungsmodelle
beim 3D-FE- Modell

$$C = \underbrace{\alpha_R M + \beta_R K}_{\text{Anteil Rayleigh-Dämpfung}} + \underbrace{\beta_{mi} K_i}_{\text{Materialdämpfung}} + \underbrace{\beta_c K}_{\text{Dämpfungs-konstante}}$$

[F 3.13]

Zum einen können die maßgebenden Dämpfungswerte durch die Rayleighdämpfung berücksichtigt werden, welche die massenproportionale Dämpfung $\alpha_R M$ und die steifigkeitsproportionale Dämpfung $\beta_R K$ enthält. Beide Dämpfungsanteile sind frequenzabhängig, wobei $\alpha_R M$ als Strukturdämpfung angesehen werden kann und vornehmlich die unteren Eigenfrequenzen einer Struktur sowie Starrkörperbewegungen bedämpft. Der Anteil, der durch $\beta_R K$ charakterisiert wird, entspricht der inneren Dämpfung bzw. der Materialdämpfung und bedämpft keine Starrkörperbewegungen. Die Verwendung dieses Dämpfungsmodells eignet sich bei der Berechnung des FE- Modells jedoch nur bedingt. Das liegt zum einen daran, dass die Proportionalitätsfaktoren α_R und β_R nur schwer zu bestimmen sind, da sie aus dem Abklingen der Eigenschwingungen von mindestens zwei Eigenformen der betrachteten Struktur abgeleitet werden. Zum anderen kann der durch die Rayleigh-Dämpfung charakterisierte Materialdämpfungsanteil nicht explizit einem im FE- Modell verwendeten Materialtyp zugewiesen werden. Dies ist jedoch bei Verwendung des Terms $\beta_{mi} K_i$ möglich, bei der die Dämpfung über die Elementsteifigkeitsmatrix eingeht. Eine Frequenzabhängigkeit des Faktors β_{mi} kann allerdings auf diese Weise nicht berücksichtigt werden. Dennoch eignet sich dieses Dämpfungsmodell zur Berücksichtigung der materialspezifischen Dämpfung und wurde bei den Parametervariationen verwendet. Bei dem durch den Faktor β_c repräsentierten

Dämpfungsmodell handelt es sich um einen Steifigkeitsmultiplikator, die sich aus dem konstanten Lehrschen Dämpfungsmaß ξ ermittelt (F 3.14).

Steifigkeitsmultiplikator $\beta_c = \frac{\xi}{\pi \cdot f_0}$ [F 3.14]

Der Multiplikator kann bei dem FE- Modell zur Berücksichtigung der Strukturdämpfung verwendet werden. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich die Anteile aus Material- und Strukturdämpfung zu einer Gesamtdämpfung aufaddieren. Der Wert für die Strukturdämpfung sollte demnach nicht zu groß gewählt werden.

3.2 Allgemeine Identifikation des rechnerisch ermittelten Schwingverhalten eines Referenzmodells

3.2.1 Analyse der angeregten Schwingform des Gesamtgebäudes

Um das Bauwerksverhalten infolge einer Anregung durch ein, bei Erschütterungen übliches Wellenfeld zu beschreiben, muss die Schwingform des Gesamtbauwerks bekannt sein. Dabei interessiert, ob es sich um Vertikal- oder Kippschwingungen handelt. Dazu wurden bei verschiedenen Varianten des BEM/FEM Rechenmodells die Schwingungen an den Fundamentpunkten ausgewertet. Im Gegensatz zu starren bzw. nahezu starren Strukturen auf dem Baugrund (siehe [9]) besitzen die hier betrachteten Bauwerksmodelle genügend Flexibilität, so dass Kippschwingungen nur in geringem Maße angeregt werden. Wird die Fundamentierung allerdings genügend steif (siehe Beispiel Bodenplatte - Bild 3.3 links), so sind deutliche Unterschiede zwischen dem Schwingverhalten der Mitte des Fundamentes sowie dem Rand des Fundamentes erkennbar. Bei Betrachtung der letztendlich interessierenden Deckenschwingungen (siehe ebenfalls Bild 3.3 links) zeigt sich jedoch, dass die Decken im Bereich der vertikalen Bauwerkseigenfrequenz eine deutliche Überhöhung aufzeigen, und dass Kippeigenfrequenzen bei Betrachtung der Deckenschwingungen nur eine untergeordnete Rolle spielen. Hinzu kommt, dass die Deckeneigenfrequenzen in einem Bereich liegen, in dem die Wellenlängen kleiner sind als die Fundamentbreite und demnach außerhalb des Frequenzbereiches der Kippschwingungen.

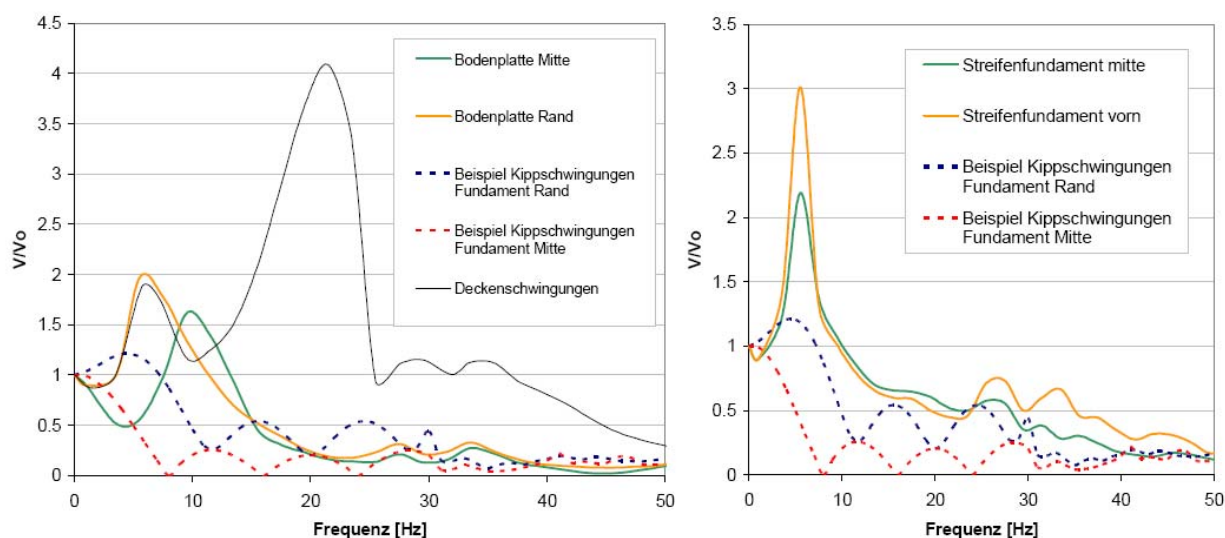


Bild 3.3 Deckenschwingungen sowie Schwingungen an den Fundamentpunkten in der Mitte und am Rand zweier Modellvariationen (*links*: Variation mit Bodenplatte, *rechts*: Variation mit Streifenfundamenten) zur Identifikation von eventuellen Kippschwingungen – zum Vergleich Verläufe eines zu Kippschwingungen angeregten starren Fundamentes

Es zeigt sich demnach, dass eine Vereinfachung, wie sie bei der Berücksichtigung der Boden- Bauwerk-Wechselwirkung im 3-dimensionalen FE- Rechenmodell vorgenommen wurde, ausreichend ist. Dabei wurden ausschließlich die vertikalen Steifigkeiten und Dämpfungswerte verwendet um das das Schwingverhalten des Gebäudes zu beschreiben. Dennoch müssen zusätzliche Effekte bezüglich der Anregungsmechanismen bei Wellenfeldan-

regung wie zum Beispiel die phasenverschobene Anregung der Fundamentpunkte genauer betrachtet werden.

3.2.2 Vergleich der angewendeten Verfahren anhand eines Referenzmodells

Ein Vergleich der beiden verwendeten Verfahren bei der Berechnung eines Referenzmodells mit gleichen Eingabeparametern ermöglicht die Verifizierung der einzelnen Rechenverfahren. Die zusätzliche Gegenüberstellung dieser Ergebnisse mit Resultaten bereits durchgeführter numerischer Studien gibt Auskunft über das Vermögen der hier verwendeten Rechenmodelle, bereits bekannte Effekte im Schwingverhalten von Gebäuden abzubilden.

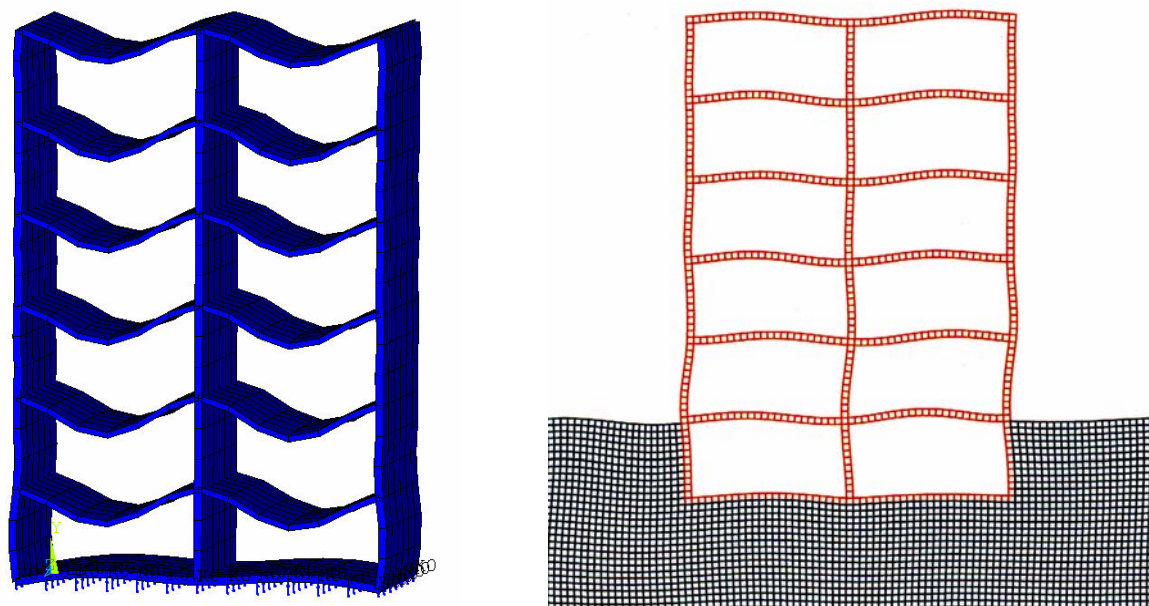


Bild 3.4 Referenzmodelle für *links*: 3D- FE Berechnungen und *rechts*: 2D- BEM/FEM Berechnungen.

Wie aus vorangegangenen Untersuchungen des Schwingverhaltens von Bauwerken bekannt, lassen sich Gebäudeschwingungen bei der Betrachtung im Frequenzbereich hauptsächlich durch zwei Resonanzüberhöhungen charakterisieren. Dies sind zum einen die Gesamtbauwerksresonanz und zum anderen die Resonanz im Bereich der Deckeneigenfrequenzen. Beide Resonanzen beeinflussen sich gegenseitig, so dass beide Überhöhungen sowohl an den Fundamentpunkten, als auch an den Geschossdecken auftreten. Allerdings treten die Überhöhungen infolge der Deckeneigenfrequenzen nur in abgeminderter Form an den Fundamentpunkten auf. Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen eines Referenzmodells können als plausibel angenommen werden, wenn sie diese dominanten Überhöhungen erfassen und Lage sowie Überhöhungsfaktor dieser Resonanzen in einem gewissen Maß übereinstimmen.

In Bild 3.5 sind die mit den verwendeten Rechenverfahren ermittelten Übertragungsfunktionen an Fundament- und Deckenpunkten eines in [6] mit einem Stabwerksprogramm berechneten Referenzmodells dargestellt. Außerdem sind bei der Darstellung die Vergrößerungsfunktionen eines die Fundamentalschwingungen charakterisierenden 1-Massenschwingers mit Kennwerten für ein äquivalentes Kreisfundament auf dem Halbraum sowie eines die Deckenschwingungen charakterisierenden Schwingers mit einer abgeschätzten Deckeneigenfrequenz von 25 Hz und einer Dämpfung von 20 %, hinzugefügt. Die in den Verläufen erkennbaren, signifikanten Resonanzüberhöhungen lassen sich dabei deutlich identifizieren.

Der Vergleich der Rechenverfahren zeigt dabei eine gute Übereinstimmung für die Schwingungen an den Fundamentpunkten. Die berechneten, und als solche identifizierten Gesamtbauwerksresonanzen stimmen mit dem Wert für die Abschätzung eines äquivalenten Kreisfundamentes überein. Die Überhöhungsfaktoren in diesem Bereich zeigen ebenfalls eine identische Bestimmung der Abstrahldämpfung durch die Bauwerksgründung. Diese ist dabei etwas geringer als der für ein äquivalentes Kreisfundament ermittelte Wert. Die mit dem FE-Modell gewonnenen Werte weisen dabei die geringsten Dämpfungswerte auf, was auf die fehlende Berücksichtigung der Materialdämpfung des Baugrundes zurückgeführt werden kann.

Die Ergebnisse zeigen außerdem in ihrer Gesamtheit, dass die weitere dominante Resonanzüberhöhung auf die erste Biegeeigenfrequenz der Geschoßdecken bei gleichphasiger Anregung (siehe auch Schwingungsformen der Referenzmodelle Bild 3.2.2a) zurückzuführen ist. Die Überhöhungsfaktoren deuten auch hier auf eine einheitlich gute Abschätzung der Dämpfungsmechanismen an den Geschossdecken hin. Der Vergleich zu der Vergrößerungsfunktion eines 1-Massenschwingers zeigt dabei deutlich, dass die anzunehmende Systemdämpfung sehr hoch ist.

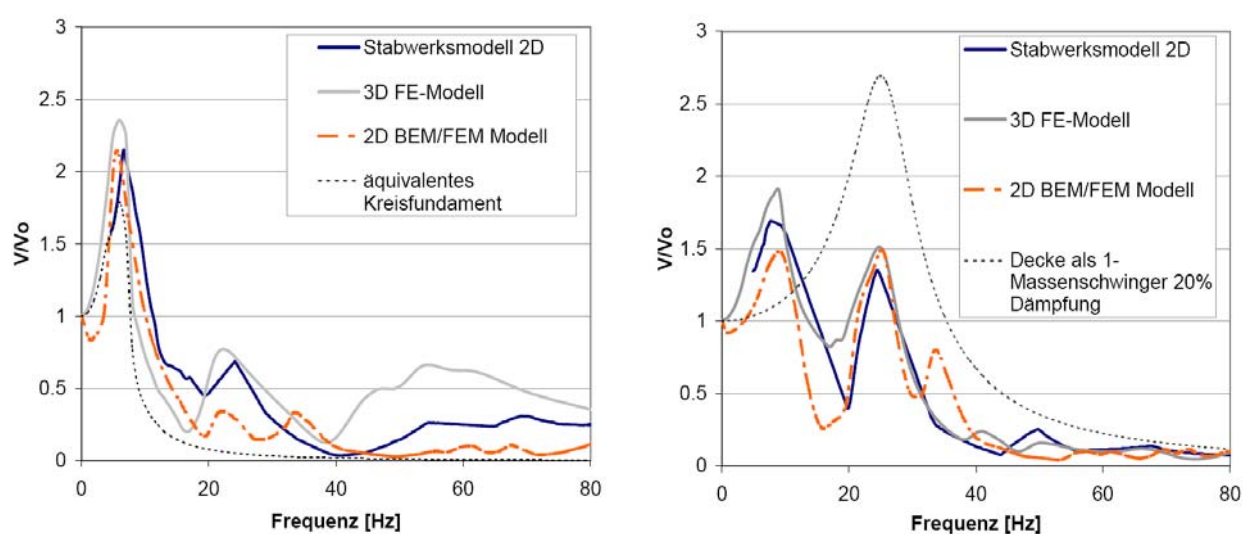


Bild 3.5 Vergleich der angewendeten Rechenverfahren mit dem in [6] verwendeten Modell ($v_s=200$ m/s, $\rho = 2000$ kg/m³, $E_B= 3e10$ N/m²) – *links*: ermittelte Übertragungsfunktion an den Fundamentpunkten, *rechts*: an den Deckenpunkten

Der Schwingungsverlauf für die Berechnung unter Berücksichtigung der Wellenfeldanregung (BEM/FEM Modell) zeigt eine zusätzliche Überhöhung bei ca. 35 Hz auf, welche auf Eigenschwingungen der Wände zurückzuführen ist, die bei dem Auftreffen der Wellenfront angeregt werden und durch die Modellierung der Anregungsmechanismen in den beiden anderen Verfahren (Stabwerksmodell sowie 3-dimensionales FE- Modell) nicht berücksichtigt wird. Zusätzlich auftretende Effekte infolge der Berücksichtigung der dritten Dimension sind bei der Auswertung der Ergebnisse des FE- Modells nicht festzustellen.

Der Vergleich der beiden vorgestellten Rechenmodelle zeigt, dass die signifikanten Schwingbewegungen des Bauwerks, d.h. die Gesamtbauwerksbewegung und die Deckeneigenschwingungen, von beiden Modellen gleichermaßen gut abgebildet werden. Dies konnte zusätzlich durch eine Abschätzung mittels einfacher Starrkörpermodelle und durch den Vergleich mit Ergebnissen anderer Untersuchungen bestätigt werden. Einzig die verstärkte, mit der Wellenfeldanregung verbundene zusätzliche Anregung der Gebäudewände, kann durch das FE- Modell nicht erfasst werden. Die Identifikation der Schwingform zeigt jedoch, dass dieses Verfahren bei den Variationsrechnungen zur Quantifizierung relevanter Effekte diese ausreichend erfasst werden.

3.3 Untersuchte Einflussgrößen bei der Erschütterungseinleitung

3.3.1 Einfluss der Einbindetiefe

Zur Abschätzung des Einflusses der Einbindetiefe wurden verschiedene Variationen des Referenzmodells, jeweils unterschiedlich in den Baugrund eingebettet, mit dem gekoppelten BEM/FEM Verfahren berechnet (siehe Bild 3.6).

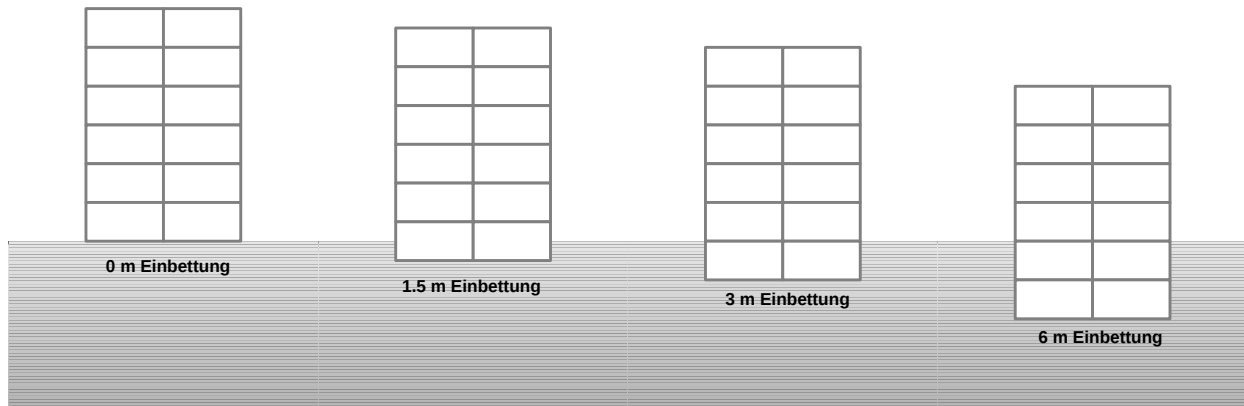


Bild 3.6 Berechnete Variationen der Einbindetiefe am BEM/FEM Modell

Zum Vergleich dazu wurden die Fundamentsteifigkeiten und die entsprechenden Dämpferwerte mit einem in [28] vorgestellten Verfahren abgeschätzt und die zugehörigen Gesamtbauwerksfrequenzen bestimmt. In eine solche Abschätzung geht neben der Grundfläche des Fundamentes auch die vertikale Kontaktfläche A_D des Fundamentes bzw. Gebäudes mit dem Baugrund ein (F.3.15).

Vertikale Kontaktfläche des Fundaments/Gebäudes zum Baugrund

$$A_D = (2l_B + 2b_B)d_B \quad [F\ 3.15]$$

Mit dieser Kontaktfläche lässt sich die vertikale Steifigkeit in Abhängigkeit von der Einbettung des Fundamentes bzw. Gebäudes ermitteln (F 3.16).

$$\text{Vertikale Steifigkeit bei Einbettung} \quad k_{z-e} = k_z \cdot \left[1 + \left(\frac{1}{21} \right) \cdot \left(\frac{d_B}{b_B/2} \right) \cdot (1 + 1.3\chi) \right] \cdot \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_D}{A_F} \right)^{2/3} \right] \quad [F\ 3.16]$$

wobei:

$$\chi = A_F / l_B^2$$

Bei Verwendung eines Faktors zur Berücksichtigung einer Frequenzabhängigkeit der vertikalen Steifigkeit, wird vorgeschlagen diesen bei Einbettung ebenfalls in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz a_0 zu korrigieren (F 3.17).

Korrekturfaktor vertikale
dynamische Steifigkeit

$$k_{z-dyn-e} = k_{z-dyn} \left(1 - 0.09 \left(\frac{d_B}{b_B / 2} \right)^{0.75} a_0^2 \right) \quad [F 3.17]$$

Die infolge der Einbettung des Fundamentes bzw. Gebäudes vergrößerte Abstrahldämpfung lässt sich ebenfalls unter Berücksichtigung der Kontaktfläche A_D abschätzen (F3.18).

Abstrahldämpfung bei Einbettung

$$c_{z-e} = c_z + (\rho \cdot v_s \cdot A_D) \quad [F 3.18]$$

Die Vergrößerungsfunktionen für ein 1-Massenschwingermodell mit den so ermittelten Feder-Dämpfer-Kennwerten sowie die mit dem BEM/FEM Modell ermittelten Übertragungsfunktionen sind in Bild 3.7 dargestellt.

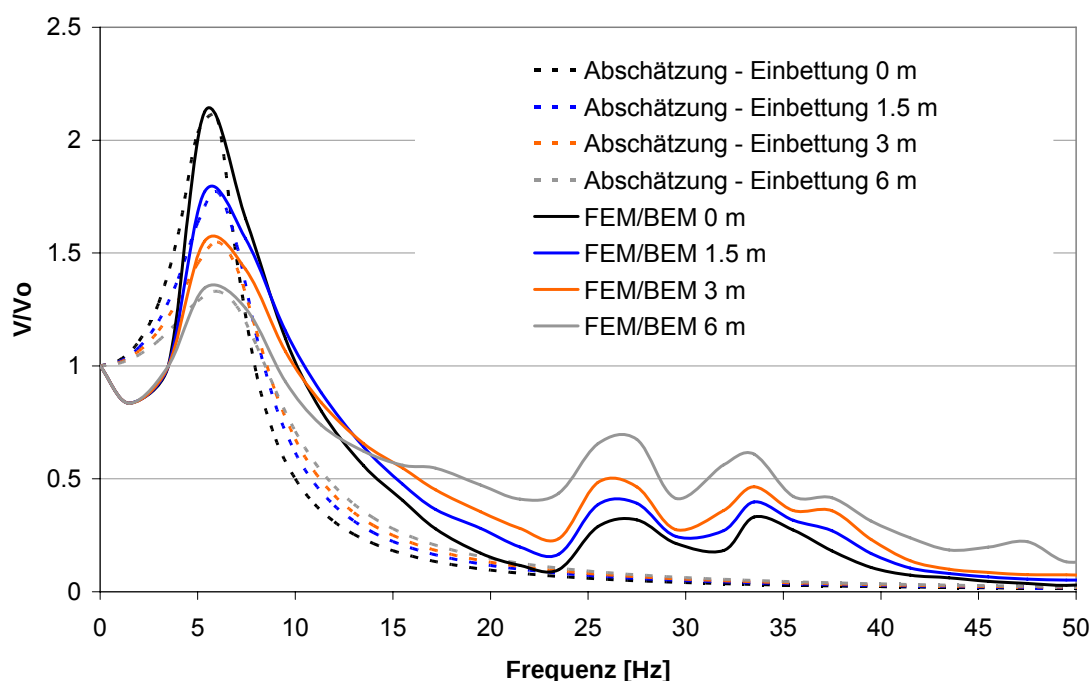


Bild 3.7 Vergleich der mit dem BEM/FEM Modell berechneten Übertragungsfunktionen mit nach [28] abgeschätzten Feder/Dämpfer-Werten

Die numerisch ermittelten Übertragungsfunktionen und die mit den abgeschätzten Kenngrößen ermittelten Vergrößerungsfunktionen zeigen eine gute Übereinstimmung sowohl bei den die Frequenz der Bauwerksresonanz bestimmenden Steifigkeitswerten, als auch bei den die Überhöhungsfaktoren beeinflussenden Dämpfungswerten. Es ist erkennbar, dass sich das System mit zunehmender Einbettung versteift und sich somit die Boden-Bauwerks-Eigenfrequenzen nach oben verschieben. Noch deutlicher ist jedoch der Einfluss der Dämpfung. Die Überhöhungen infolge der Gesamtbauwerksresonanz nehmen aufgrund der zunehmenden Dämpfung mit der Einbettung stark ab. Für verschiedene Berechnungsvarianten ergeben sich die in Bild 3.8 dargestellten Steifigkeits- und Dämpfungswerte in Abhän-

gigkeit von der Einbettung und Anregungsfrequenz. Die Werte sind dabei auf den statischen Wert k_{z0} bzw. c_{z0} des eines nicht eingebetteten Fundamentes gleicher Abmessungen auf homogenem Halbraum bezogen. Die Dämpfung stellt sich als nahezu frequenzunabhängig dar und wächst linear mit der zunehmenden Einbettung.

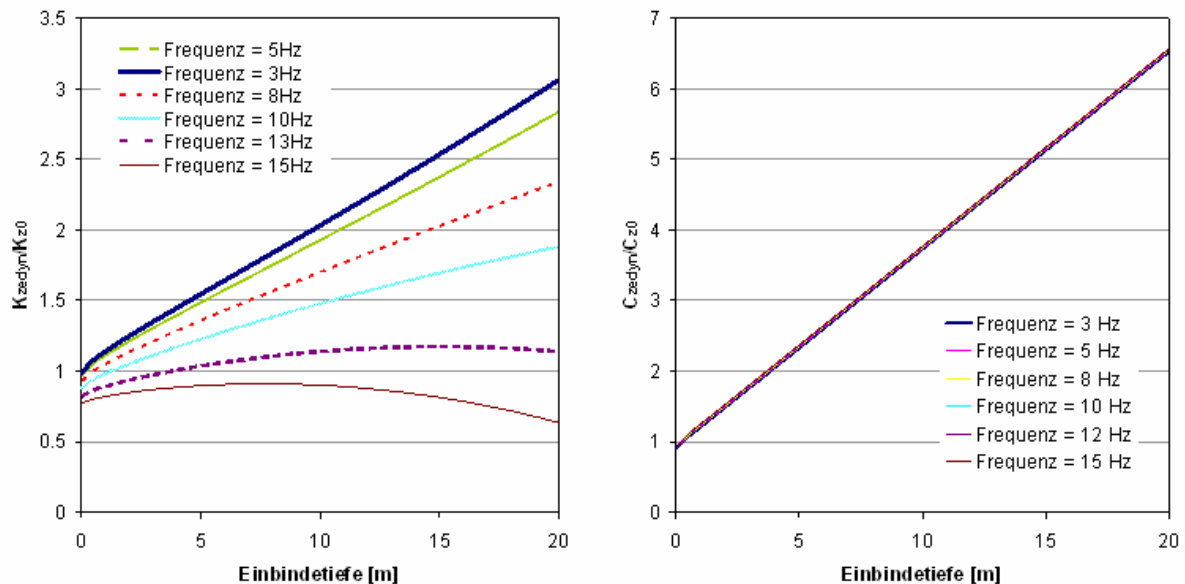


Bild 3.8 Steifigkeits- (links) und Dämpfungswerte (rechts) in Abhängigkeit von der Einbettung und der Anregungsfrequenz

Die Steifigkeitswerte hingegen zeigen eine starke Abhängigkeit von der Frequenz der Anregung. Bei hohen Frequenzen verringert sich die mit der Einbettung verbundene Steifigkeitszunahme, oberhalb einer Anregungsfrequenz von 15 Hz verringert sich sogar die Fundamentsteifigkeit des eingebetteten Fundamentes gegenüber der eines Fundamentes an der Oberfläche.

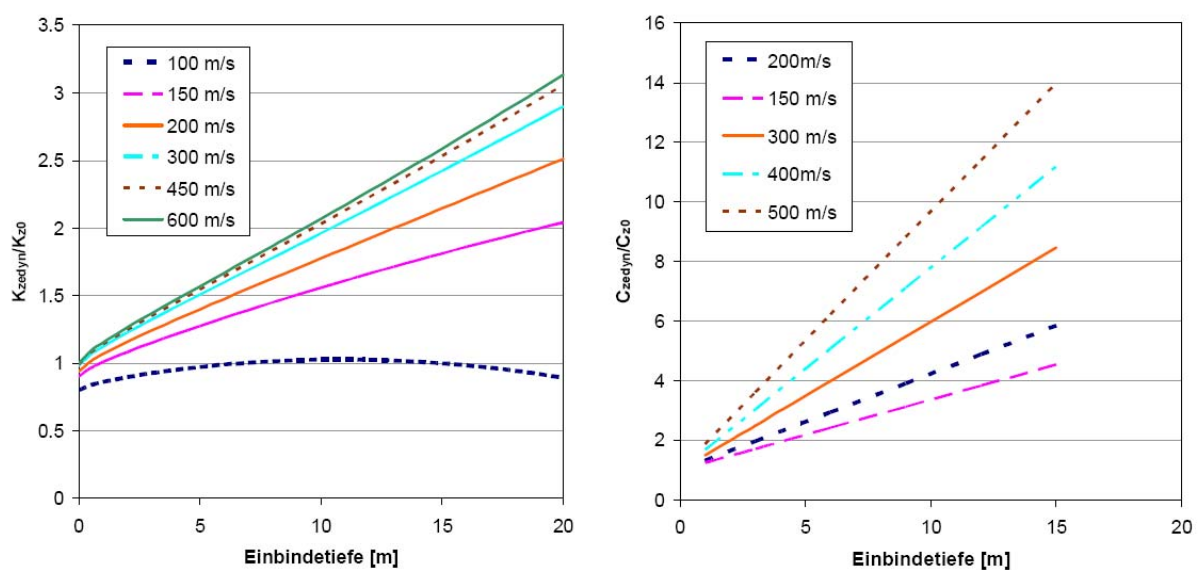


Bild 3.9 Abhängigkeit der mit der Einbettung zunehmenden Steifigkeits- und Dämpfungswerte von der Steifigkeit des Baugrunds – Anregungsfrequenz 7 Hz

Die Zunahme der Fundamentsteifigkeit hängt außerdem von der Beschaffenheit des umgebenden Baugrunds ab. Wie aus Bild 3.9 ersichtlich wird, erfolgt bei weichen Böden –gemeint sind Böden mit geringem Schubmodul G bzw. äquivalent dazu, einer geringen Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit (hier $v_s = 100$ m/s)– nur eine geringe Steifigkeitszunahme mit der Einbettung. Die Werte liegen dabei in etwa im Bereich des frequenzunabhängigen Wertes k_{z0} . Mit zunehmender Steifigkeit des Bodens, hier repräsentiert durch die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwellen im Boden v_s , nimmt auch der Einfluss der Einbettung auf die Fundamentsteifigkeit zu. Gleichzeitig wächst damit auch der mit der Einbettung verbundene Anstieg der Abstrahldämpfung. Mit Hilfe der dargestellten Abhängigkeiten ist eine Abschätzung der Fundamentsteifigkeiten und vor allem der beim Übergang der Schwingungen auf das Bauwerk auftretenden, durch die Einbettung vergrößerten Abstrahldämpfung möglich.

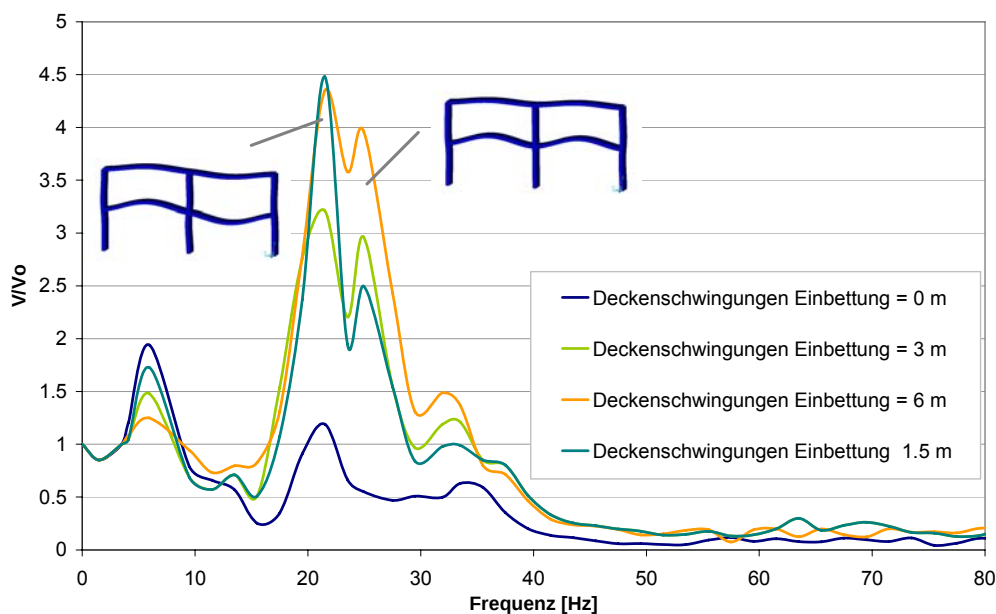


Bild 3.10 Für alle Geschossdecken gemittelte Übertragungsfunktionen in Abhängigkeit von der Einbettung – Anregung der symmetrischen (25 Hz - rechts) und antisymmetrischen Eigenform (21 Hz - links) bei eingebetteten Strukturen

Zusätzlich konnten mit dem gekoppelten BEM/FEM Verfahren auch Effekte bei der Weiterleitung der Schwingungen innerhalb des Gebäudes verdeutlicht werden. So erkennt man in Bild 3.10, dass die Geschossdecken bei Einbettung des Gebäudes in den Baugrund neben der Gesamtbauwerksresonanz zwei, statt einer dominanten Resonanzüberhöhungen aufweisen.

Wie schon in Abschnitt 2.1.1 erwähnt, bewirkt die Einbettung eine zusätzliche horizontale Anregung der Wände. Diese zusätzlichen Wandschwingungen führen dazu, dass die Geschossdecken, je nach phasenverschobener Anregung, verstärkt in antisymmetrischer oder symmetrischer Eigenform schwingen. Während die Geschossdecken des nicht eingebetteten Bauwerks ausschließlich in der antisymmetrischen Eigenform schwingen, weisen die Decken der durch die Einbettung versteiften Gebäudevariationen auch Überhöhungen durch Schwingungen in der symmetrischen Eigenform auf. Die ausgesteiften Variationen tendieren daher zu phasengleichen Schwingungen des Gebäudes. Zusätzlich ist erkennbar, dass bei einer Ein-

bettung des Gebäudes in halber Wandhöhe (hier 1.5 m), also am Punkt des größten Feldmomentes bei horizontalen Schwingungen, die stärksten Überhöhungen auftreten. Die zusätzliche horizontale Anregung durch Oberflächenwellen im Baugrund ist in diesem Fall am stärksten und führt zu den in Bild 3.10 dargestellten Überhöhungen. Die Steifigkeit des Gebäudes bestimmt demnach die Größe der Schwingungen an den Geschoßdecken sowie deren Schwingform erheblich.

3.3.2 Einfluss des Fundamenttyps

Der Fundamenttyp bestimmt neben dem in dieser Arbeit als Fundamentstarrheit bezeichneten Widerstand der Gründungskonstruktion gegenüber einlaufenden Wellen im Baugrund auch die vertikalen Steifigkeiten im Vergleich zu einem äquivalenten Kreisfundament (siehe Abschnitt 2.1). Diese Steifigkeiten werden neben der Fundamentgeometrie durch die gegenseitige Beeinflussung einzelner Fundamentkörper einer Gründung bestimmt. Durch Variation der Fundamentgeometrie (siehe Bild 3.11) soll der Einfluss der Fundamentstarrheit auf das Schwingungsverhalten des gesamten Bauwerks untersucht werden. Dabei werden speziell die Deckenschwingungen betrachtet. Zusätzlich sollen die aus den Berechnungen ermittelten Fundamentsteifigkeiten mit denen aus Abschätzungsformeln verglichen werden.

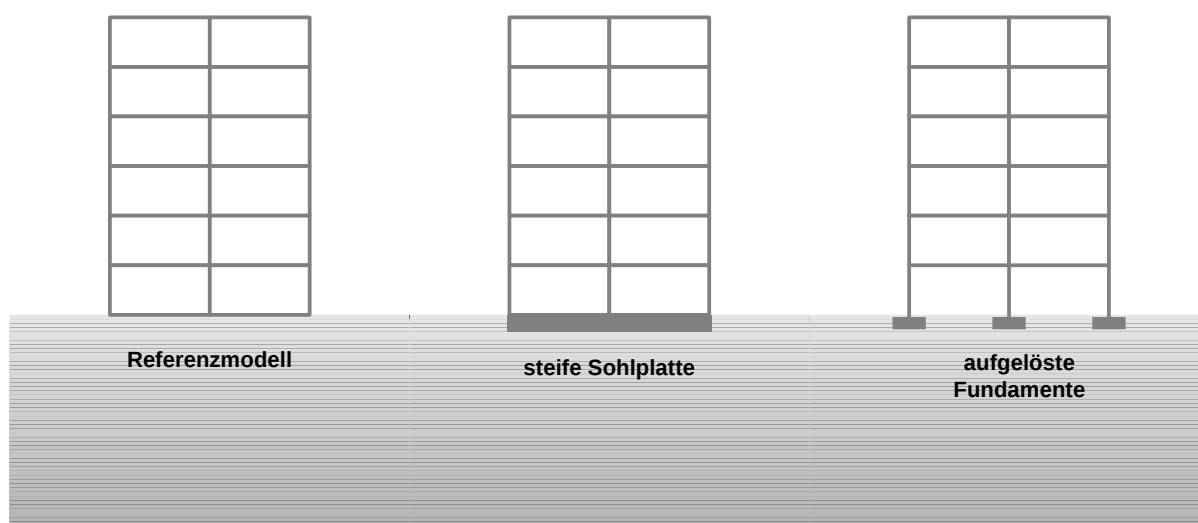


Bild 3.11 Berechnete Variationen des Fundamenttyps mit dem BEM/FEM Verfahren

Betrachtet man zunächst die berechneten Übertragungsfunktionen aller Fundamentpunkte des Gebäudes im Vergleich mit den Vergrößerungsfunktionen eines 1-Massenschwingers, dessen Steifigkeits- und Dämpfungswerte mit den Formeln für ein äquivalentes Kreisfundament abgeschätzt worden sind, so erkennt man, dass die ermittelten Steifigkeiten für Gebäude mit einer Sohlplatte, gut mit den abgeschätzten Werten übereinstimmen (Bild 3.12).

Die bei den BEM/FEM Rechnungen ermittelten Dämpfungswerte sind jedoch geringer als die abgeschätzten, wobei die Variation mit massiver Bodenplatte eine etwas höhere Abstrahlung aufweist und die Differenz zwischen berechnetem und abgeschätztem Wert somit

kleiner ist. Weiterhin ist erkennbar, dass der Einfluss der Decken- und Wandschwingungen im Bereich zwischen 20 Hz und 40 Hz bei der Variation mit massiver Sohlplatte geringer ist.

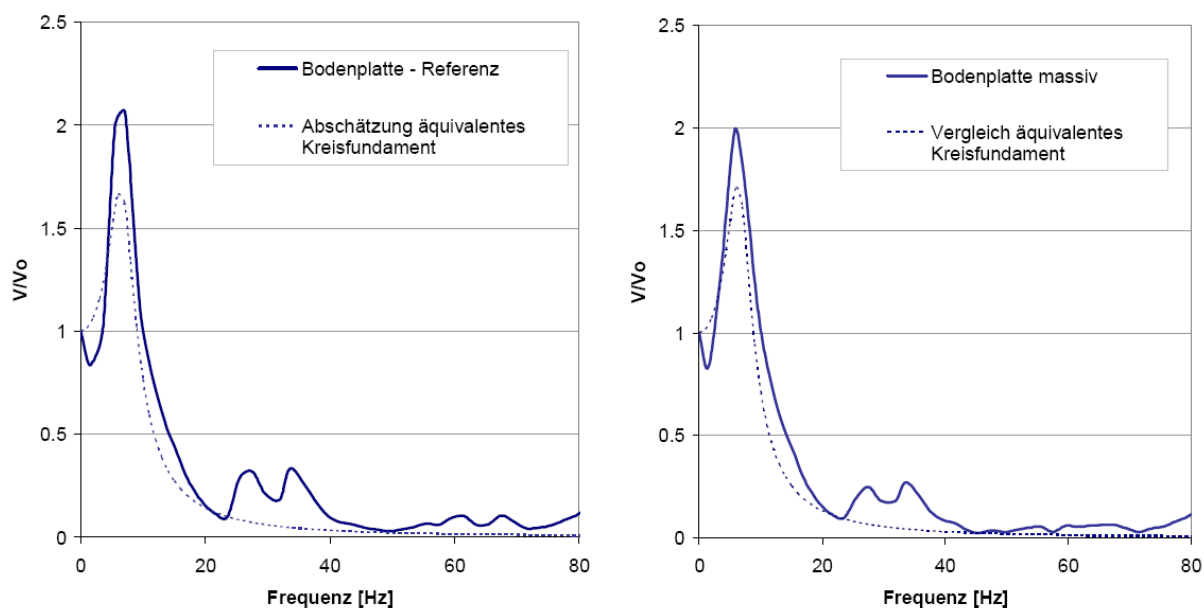


Bild 3.12 Vergleich der berechneten Übertragungsfunktionen an den Fundamentpunkten mit den für abgeschätzte Steifigkeits- und Dämpfungswerte ermittelten Vergrößerungsfunktionen eines 1-Massenschwingers – *links*: Referenzmodell mit normaler Bodenplatte, *rechts*: Modell mit besonders massiver Bodenplatte (Dicke 1m)

Für die Variation mit Streifenfundamenten wurde das Referenzmodell ohne Bodenplatte jedoch mit Streifenfundamenten aus Stahlbeton (Breite 1.0 m; Höhe 0.5 m) unterhalb der aufgehenden Wände berechnet. Die, aus den für diese Variation berechneten Übertragungsfunktionen, ermittelten Steifigkeits- und Dämpfungswerte lassen sich mit Werten vergleichen, die nach verschiedenen Verfahren abgeschätzt wurden (Bild 3.13). Bei diesen Verfahren handelt es sich zum einen um die in [14] aus Berechnungen unter Berücksichtigung des Baugrundes als Kontinuums abgeleiteten Korrekturfaktoren. Zum anderen wird in [12] eine einfache Abschätzung zur Steifigkeit von Streifenfundamenten genannt (F 3.19).

Formel zur Abschätzung der Steifigkeit
von Streifenfundamenten

$$k = \frac{Gb_B}{1-\nu} \quad [F\ 3.19]$$

Dabei zeigt sich, dass die rechnerisch mit dem BEM/FEM Verfahren bestimmte Steifigkeit geringer ist als diejenige die sich bei einer Aufteilung in Einzelflächen ergibt. Auch die in [12] vorgestellte Formel zur Bestimmung der Steifigkeit von Streifenfundamenten liegt über dem hier ermittelten Wert. Die auf diesem Wege ermittelten Dämpfungswerte sind geringer als die bei den BEM/FEM Berechnungen bestimmten Werten. Die mit Hilfe der in [14] genannten Korrekturwerte ermittelten Steifigkeiten entsprechen in etwa denen aus den komplexen Berechnungen des Schwingungsverhaltens. Allerdings sind die Dämpfungswerte aus den BEM/FEM Berechnungen geringer als die mittels der, auf ein flächengleiches Kreisfundament auf dem Halbraum bezogenen, Korrekturfaktoren bestimmten Werte.

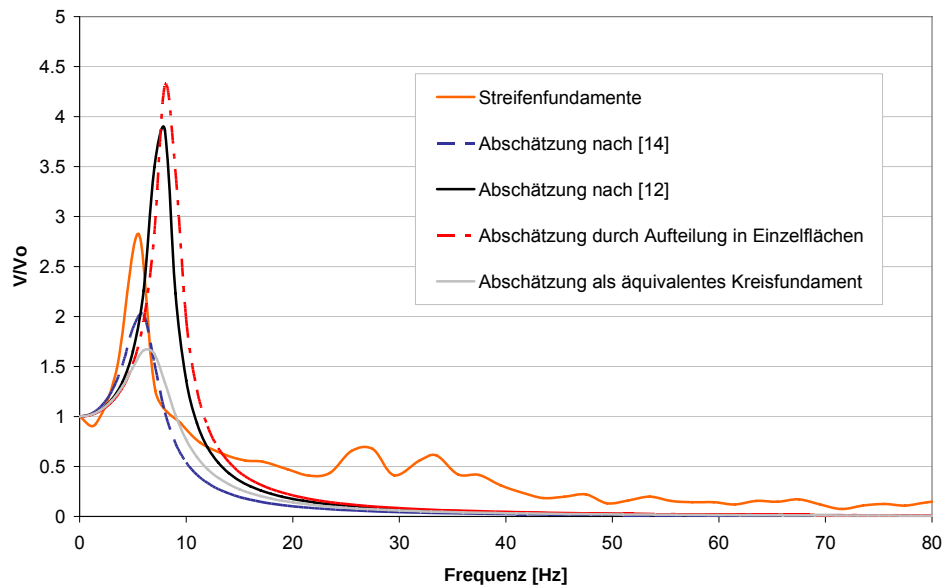


Bild 3.13 Vergleich der berechneten Übertragungsfunktionen an den Fundamentpunkten für die Fundamentvariation mit Streifenfundamenten mit den für abgeschätzte Steifigkeits- und Dämpfungswerte ermittelten Vergrößerungsfunktionen eines 1-Massenschwingers

Betrachtet man die in Bild 3.14 dargestellten Übertragungsfunktionen der Deckenpunkte für alle betrachteten Fundamentvarianten, so weist die Variante mit der geringsten Steifigkeit, also die der Streifenfundamente, die größten Überhöhungen im Bereich der ersten Deckeneigenfrequenz auf. Die Lage dieser Deckeneigenfrequenz (ca. 21 Hz) wird dabei nicht von der Fundamentsteifigkeit beeinflusst. Die zugehörige Eigenform ist die im vorangegangenen Kapitel beschriebene antisymmetrische Schwingform, das heißt es handelt sich um eine phasenverschobene Anregung der als Deckenaufleger dienenden Wände. Der Unterschied der Überhöhungen (hier bis zu 65 %) verdeutlicht die Notwendigkeit, die Fundamentstarrheit bei der Abschätzung der Deckenschwingungen zu berücksichtigen.

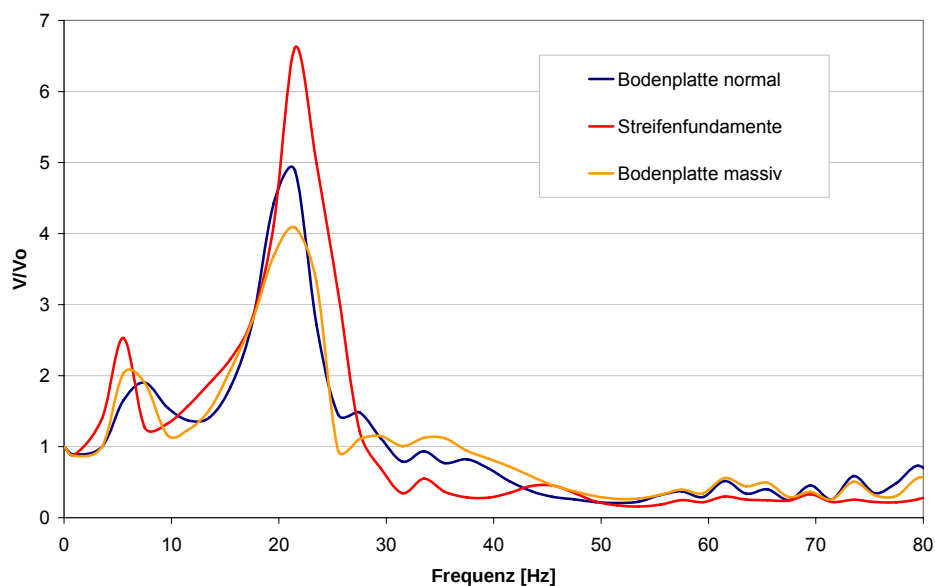


Bild 3.14 Berechnete und über alle Deckenpunkte des Modells gemittelte Übertragungsfunktionen in Abhängigkeit von der Fundamentart

3.3.3 Einfluss der Bodensteifigkeit

Mit zunehmender Bodensteifigkeit verschiebt sich die Bauwerkseigenfrequenz nach oben. Damit verschiebt sich auch der Frequenzbereich oberhalb dessen die Erschütterungen beim Übergang auf das Gebäude stark abgemindert werden. Die in Bild 3.15 dargestellten Ergebnisse der numerischen Berechnungen bestätigen diese Modellvorstellung des „Tiefpassfilters“.

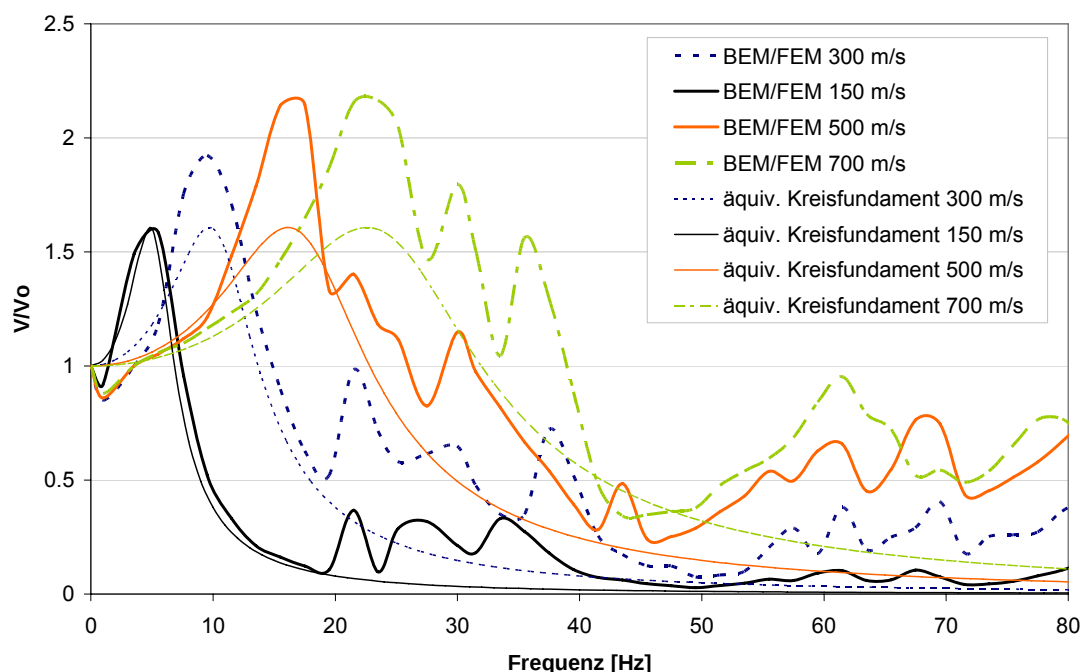


Bild 3.15 Berechnete Übertragungsfunktionen an den Fundamentpunkten bei variierender Bodensteifigkeit. Zum Vergleich die Vergrößerungsfunktionen eines 1-Massenschwingers mit den für ein äquivalentes Kreisfundament abgeschätzten Steifigkeits- und Dämpfungswerten

Während die Schwingungen bei weichem, einen geringen Schubmodul aufweisenden Baugrund (hier charakterisiert durch $v_s = 150$ m/s) oberhalb der Bauwerkseigenfrequenz stark abgemindert werden, zeigen die Übertragungsfunktionen bei steiferen Böden viele höherfrequente Überhöhungen. Die Fundamentalschwingungen werden demnach stärker von den Bauteilschwingungen, speziell denen der Geschossdecken, beeinflusst. Wie der jeweilige Vergleich mit der Abschätzung für ein äquivalentes Kreisfundament jedoch zeigt, lassen sich die Fundamentalschwingungen bei Böden mit Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten von $v_s = 150$ m/s bis $v_s = 200$ m/s gut mit diesem 1-Massenschwinger-Modell erfassen. Der Vergleich zeigt weiterhin, dass die abgeschätzten Fundamentsteifigkeiten gut mit den durch das BEM/FEM Verfahren bestimmten Werten übereinstimmen. Bei der Abschätzung mittels eines äquivalenten Kreisfundamentes auf dem Halbraum wird jedoch ersichtlich, dass die so ermittelten Dämpfungswerte im Vergleich mit den Ergebnissen der BEM/FEM Berechnungen mit zunehmender Bodensteifigkeit überschätzt werden. Das in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit bzw. der Scherwellengeschwindigkeit im Boden dargestellte Verhältnis zwischen den Dämpfungswerten für ein äquivalentes Kreisfundament auf dem Halbraum und den Ergebnissen der BEM/FEM Berechnungen (siehe Bild 3.16) verdeutlicht diesen Effekt.

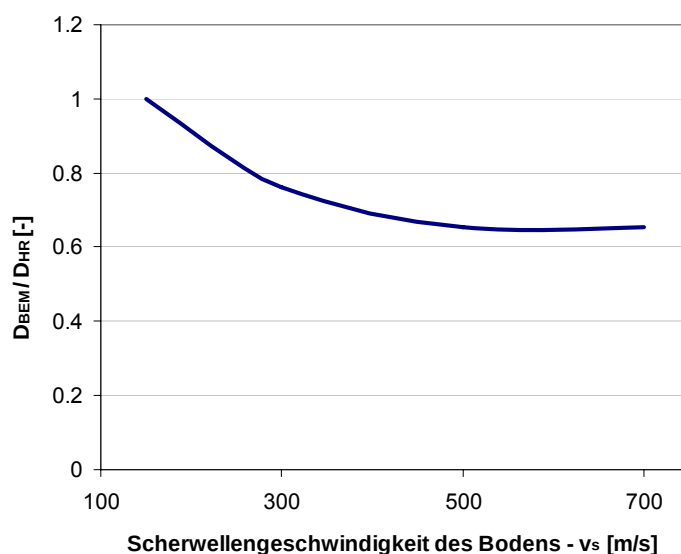


Bild 3.16 Verhältnis der Dämpfungswerte Kreisfundament auf dem Halbraum und Dämpferwerte der BEM/FEM Berechnungen in Abhängigkeit von der Scherwellengeschwindigkeit des Bodens

Bild 3.17 zeigt den Einfluss der Bodensteifigkeit auf die Schwingungen der Geschossdecken. Infolge des verminderten Erschütterungseintrags im Bereich der Deckeneigenfrequenzen, sind die Resonanzüberhöhungen bei weichen Böden nur gering. Steht hingegen ein steifer Baugrund an, kommt es zu sehr großen Verstärkungen der Erschütterungen.

Diese resultieren zum einen durch Überlagerung der Deckeneigenfrequenzen mit der Gesamtbauwerksfrequenz und zum anderen durch die Abnahme der System- und Materialdämpfung mit steigender Frequenz. Die in das Bauwerk eingeleiteten höherfrequenten Erschütterungen werden dadurch weniger abgemindert und führen zu einer stärkeren Anregung der Deckenaufleger.

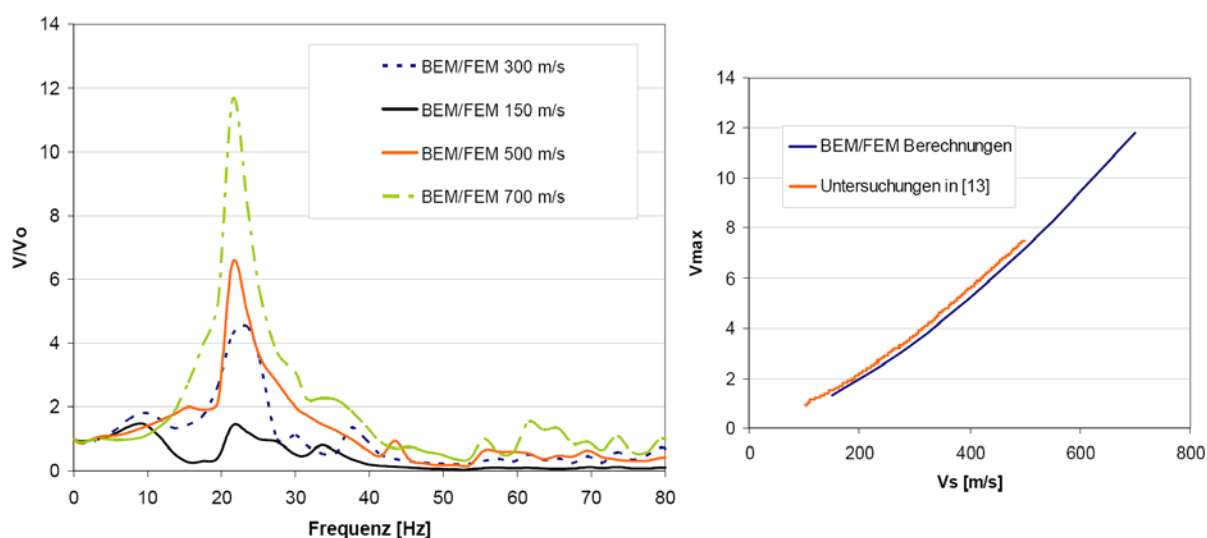


Bild 3.17 Links: Berechnete und über alle Deckenpunkte des Modells gemittelte Übertragungsfunktionen in Abhängigkeit von der Steifigkeit des umgebenden Bodens – Rechts: Vergleich der in Abhängigkeit von der Baugrundsteifigkeit berechneten maximalen Überhöhungsfaktoren mit denen aus Untersuchungen in [13]

3.3.4 Einfluss der Fundamentstarrheit bei Wellenfeldanregung

Zur genaueren Untersuchung einer Beeinflussung der Bauteilschwingungen durch die Fundamentstarrheit (siehe Abschnitt 3.3.2) bieten sich rechnerische Variationen mit dem 3-dimensionalen FE-Modell an, bei dem das Tragverhalten der Bauteile spezifisch erfasst wird. Zur Berücksichtigung der Wellenanregung kann die Berücksichtigung des Baugrundes durch Federn dahingehend erweitert werden, das jedem Feder-/Dämpferelement in Abhängigkeit von der Frequenz der Anregung genau die Fußpunkt- Wegerregung zugewiesen wird, die sich aus der Phasenverschiebung, der Wellenlänge im Boden und dem Abstand der angeordneten Elemente ergibt (siehe Bild 3.18). Den Federn kann dabei keine exakte Steifigkeit zugewiesen werden, da sich die Fundamentsteifigkeiten bei Kippschwingungen und vertikalen Schwingungen unterscheiden, jedoch ist das Modell ausreichend, um mit der Steifigkeit des Fundamentes verbundene Effekte zu verdeutlichen. Vergleichsrechnungen zu den in [9] gemachten Untersuchungen eines starren Fundamentes auf dem Kontinuum (siehe Bild 3.19) zeigen, dass eine derartige Modellierung diese Effekte erfasst.

Die Frequenzverläufe der Fundamentschwingungen am Rand und in der Mitte eines starren Fundamentes zeigen ein ähnliches Verhalten. Da die Fundamentsteifigkeiten für kombinierte Kipp- und Vertikalbewegungen des Fundamentes durch die verwendeten Feder-Elemente nicht genau berücksichtigt werden können, verschieben sich die Resonanzpeaks in den Übertragungsfunktionen etwas. Die für Kippschwingungen typischen Auswirkungen, wie der Schwingungstilgung in Fundamentmitte bei gleichzeitiger Resonanz am Fundamentrand, werden mit dem Ersatzverfahren jedoch gut abgebildet.

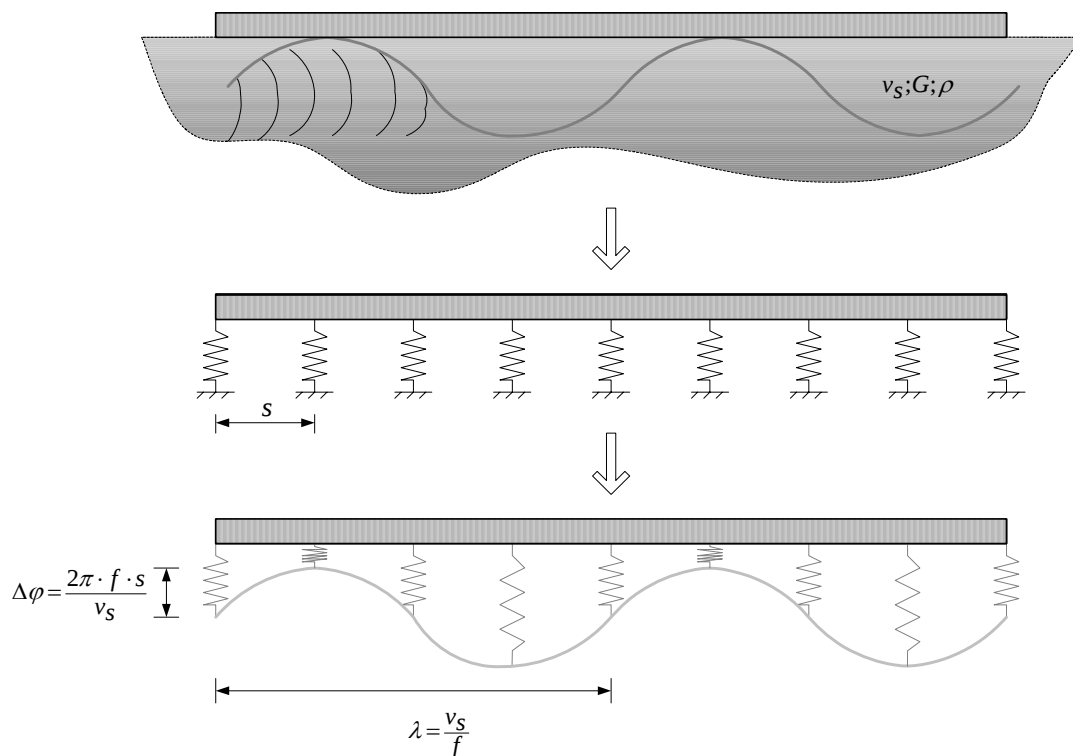


Bild 3.18 Modell zur Berücksichtigung der Wellenfeldanregung

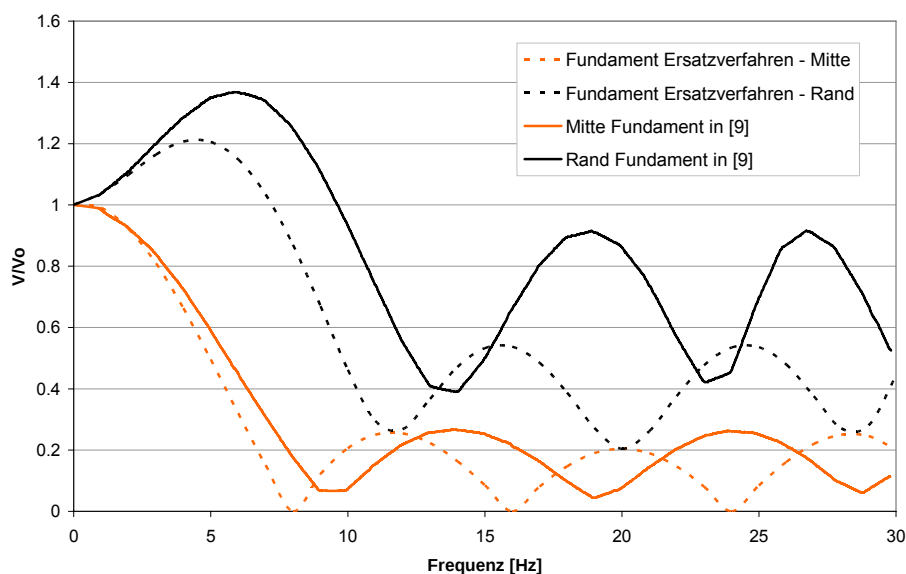


Bild 3.19 Vergleichsrechnungen – Starres Fundament auf dem als Kontinuum abgebildeten Baugrund [9] und mit Ersatzverfahren berechnetes Fundament

Die Beispielrechnung eines mit Wänden ausgesteiften Stockwerksrahmens (Grundfläche 6m x 6m – siehe Bild 3.21) verdeutlicht die Unterschiede bei Berücksichtigung der Wellenfeldanregung. Gleichzeitig ist durch Variation des Elastizitätsmoduls der Sohlplatte der Einfluss der Fundamentstarrheit auf die Deckenschwingungen erkennbar. Je steifer dabei die Fundamentierung, umso stärker die phasenverschobene Anregung der Geschoßdecken – Auflager und umso geringer die Resonanzüberhöhung an den Deckenpunkten (siehe Bild 3.20).

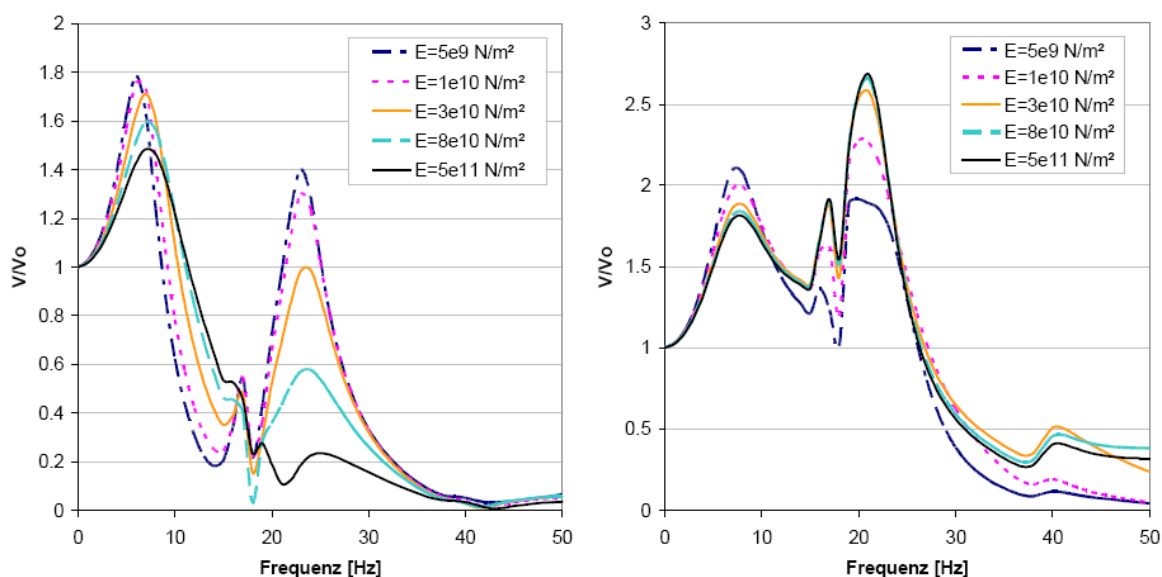


Bild 3.20 Übertragungsfunktionen der Geschossdecken eines Stockwerkrahmens mit aussteifenden Wänden (Grundfläche 6m x 6m) in Abhängigkeit von der Steifigkeit der Sohlplatte – links: unter Berücksichtigung der Wellenfeldanregung, rechts: ohne Berücksichtigung der Wellenfeldanregung

Dieser Effekt lässt sich nur schwer verallgemeinern. Bei Bauwerken mit steifem Überbau (siehe Bild 3.21 - a) kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Tragkonstruktion den Bewegungen der ebenfalls steifen Bodenplatte folgt und es zu einer, durch die Kippbewegung verursachte, phasenverschobenen Anregung der Deckenaufleger kommt.

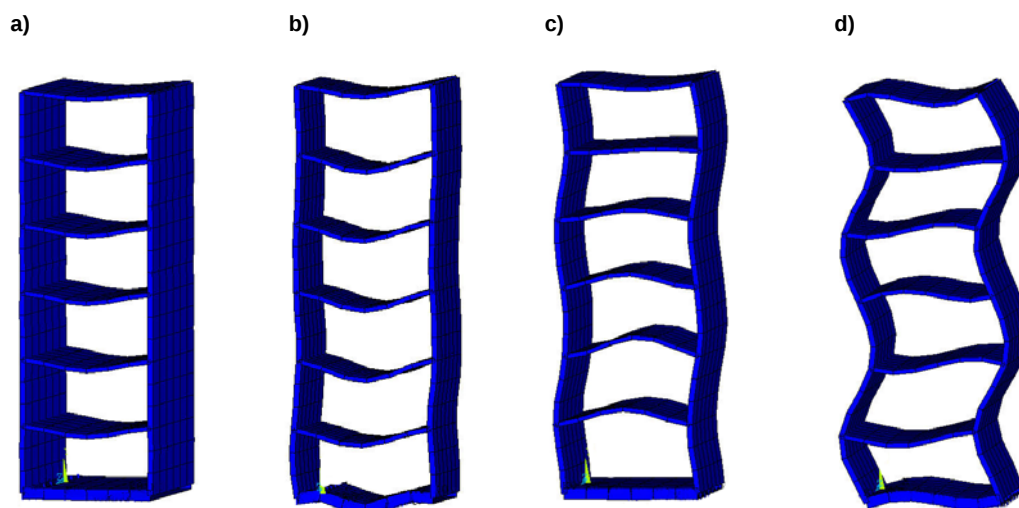


Bild 3.21 Berechnete Extremfälle im Verhältnis zwischen Fundament und Gebäudesteifigkeit (vgl. Bild 2.10) – a) Steifes Gebäude – Steife Fundamentplatte, b) Steifes Gebäude – Weiche Fundamentplatte, c) Weiches Gebäude – Steife Fundamentplatte, d) Weiches Gebäude – Weiche Fundamentplatte

Die Gebäudeschwingungen ähneln, mit Ausnahme der Deckenschwingungen, denen eines Starrkörpers. Bei weichen Tragkonstruktionen (Bild 3.21 - c sowie d) steuert die Frequenzselektivität der gekoppelten Bauteilschwingungen das Auftreten und die Lage der Deckenresonanzen. Die von der Fundamentstarrheit vorgegebene Schwingbewegung wirkt sich daher anders aus als bei stark ausgesteiften Gebäuden. Um die Abhängigkeit der Deckenschwingungen von der Fundamentstarrheit für verschiedene Steifigkeiten der aufgehenden Struktur zu untersuchen, sollen die Gebäude daher nach dem Verhältnis zwischen der Gesamtbauwerkssteifigkeit EI_g und der Fundamentsteifigkeit EI_f unterschieden werden. Für jeden Gebäudetyp bzw. Aussteifungsgrad, charakterisiert durch den Steifigkeitsquotienten EI_f / EI_g , können so die Biegesteifigkeiten der Fundamentplatte variiert, und die resultierende Veränderung der Deckenamplituden $v_{max\ i} / v_{max}$ dargestellt werden (siehe Bild 3.22). Dabei sind $v_{max\ i}$ die Amplituden für die jeweils variierte Biegesteifigkeit der Fundamentplatte. Die Amplituden v_{max} sind für die Biegesteifigkeit der Fundamentplatte ermittelt worden, welche durch das den Gebäudetyp charakterisierende Steifigkeitsverhältnis beschrieben wird und die gleichzeitig Ausgangswert für die durchgeführte Variation ist.

Die Ergebnisse in Bild 3.22 zeigen, dass sich die Deckenamplituden mit zunehmender Fundamentstarrheit verringern. Das gilt jedoch nur für den Fall eines ausreichend ausgesteiften Gebäudes. So erhöhen sich die Deckenamplituden bei der Gebäudevariation mit einem Steifigkeitsverhältnis $EI_f / EI_g = 5 \cdot 10^{-4}$ mit zunehmender Biegesteifigkeit der Fundamentplatte, während die Variationen mit kleinerem Verhältnis, also mit aufgehenden Strukturen größerer

Steifigkeit, eine Amplitudenabnahme mit zunehmender Fundamentstarrheit aufweisen. Die Gesamtbauwerksbewegungen hingegen werden nur geringfügig von der Fundamentstarrheit beeinflusst. Unabhängig von der Gebäudeaussteifung nehmen diese mit zunehmender Biegesteifigkeit der Fundamentplatte ab (Bild 3.23).

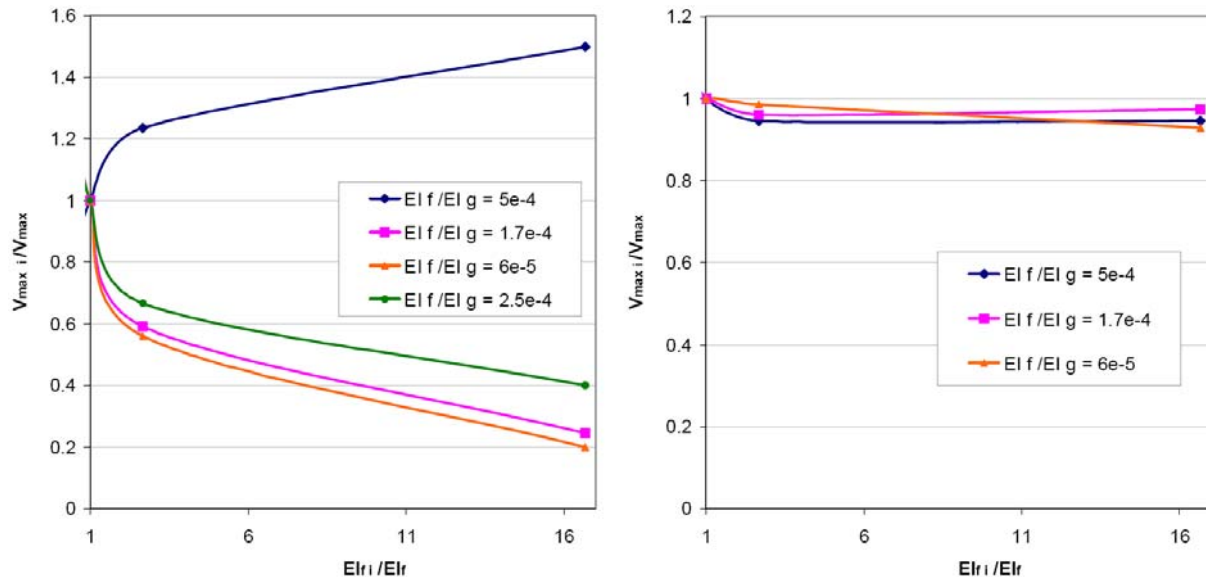


Bild 3.22 Überhöhungen im Bereich der Deckenresonanz in Abhängigkeit von der Fundamentsteifigkeit *links*: bei Berücksichtigung der Wellenfeldanregung, *rechts*: ohne Berücksichtigung der Wellenfeldanregung

Betrachtet man im Vergleich dazu die ermittelten Verläufe, ohne dass bei der Berechnung die Anregung durch eine Wellenfront berücksichtigt wurde, so werden in diesem Falle sowohl die Deckenschwingungen als auch die Gesamtbauwerksbewegungen nur geringfügig von der Biegesteifigkeit der Fundamentplatte beeinflusst.

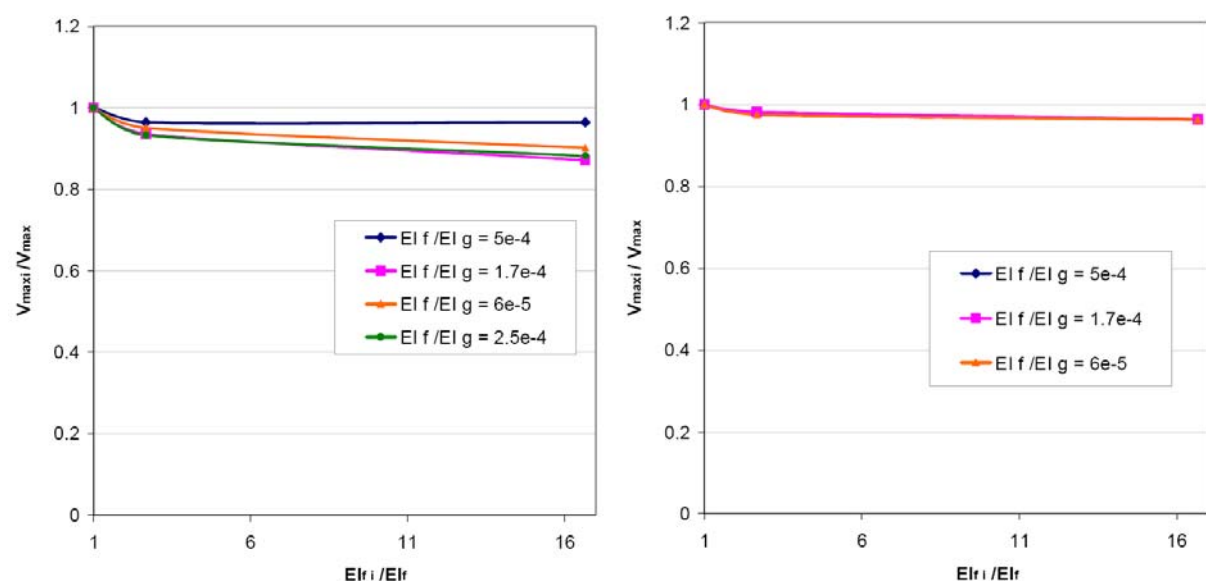


Bild 3.23 Überhöhungen im Bereich der Gesamtbauwerksresonanz in Abhängigkeit von der Fundamentsteifigkeit *links*: bei Berücksichtigung der Wellenfeldanregung, *rechts*: ohne Berücksichtigung der Wellenfeldanregung

Daraus lässt sich schlussfolgern, dass die Ursache der sich mit zunehmender Fundamentsteifigkeit verringernden Deckenamplituden alleinig an der phasenverschobenen Anregung der Deckenaufleger und an der Anregung antimetrischer Schwingformen liegt. Der Phasenunterschied wird dabei von der Flexibilität der Gründungskonstruktion bestimmt. Nur für den Fall, dass eine der Spannrichtungen der Geschossdecken quer zur Ausbreitungsrichtung der Wellenfront liegt (siehe Bild 3.24) und es sich um ein ausreichend ausgesteiftes Gebäude handelt, erfolgt eine Abminderung der Deckenamplituden, je steifer die Fundamentierung des Gebäudes ist.

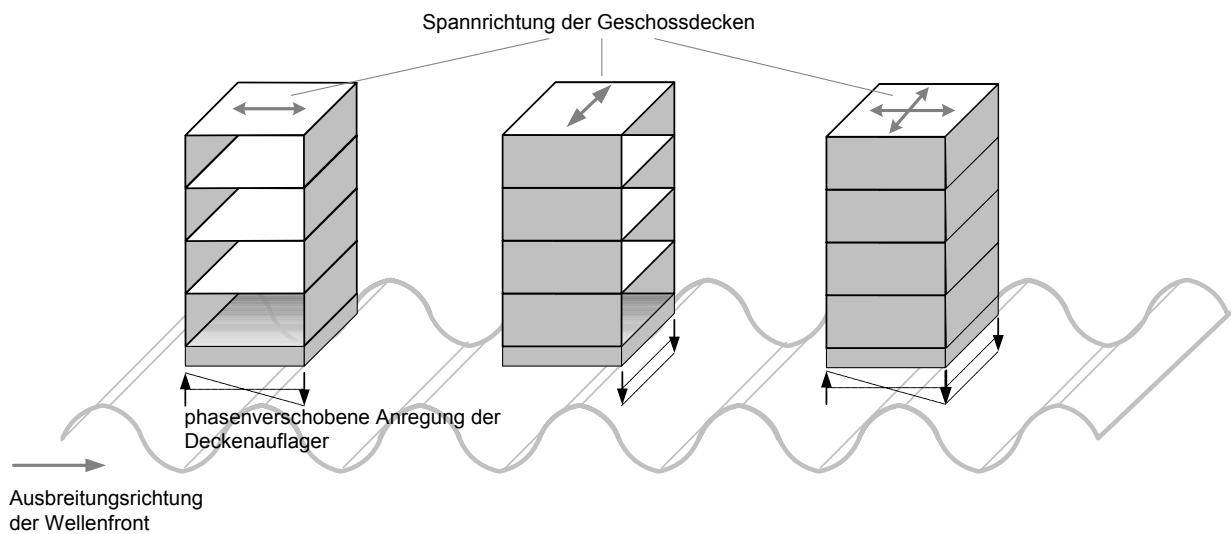


Bild 3.24 Phasenverschobene Anregung der Deckenaufleger in Abhängigkeit von der Spannrichtung der Geschossdecken

3.4 Untersuchte Einflüsse bei der Erschütterungsweiterleitung

3.4.1 Einfluss der Deckenaufleger- und Gebäudesteifigkeit

Bereits in Abschnitt 3.3.4 wurde deutlich, wie das Verhältnis zwischen Bauwerks- und Fundamentsteifigkeit das Schwingungsverhalten bei Anregung durch Erschütterungen beeinflusst. Um den Einfluss der Gebäudesteifigkeit bei der Weiterleitung der Erschütterungen zu verdeutlichen, sind verschiedene Variationsrechnungen unter Verwendung des 3-dimensionalen FE- Modells durchgeführt worden. Dabei ist jeweils die Steifigkeit der tragenden Bauteile, also der von Wänden bzw. Stützen variiert worden. Zusätzlich wurde bei der Auswahl der Deckenabmessungen ein symmetrischer sowie ein unsymmetrischer Grundriss gewählt, um die gegenseitige Beeinflussung der Deckenfelder zu untersuchen (siehe Bild 3.25).

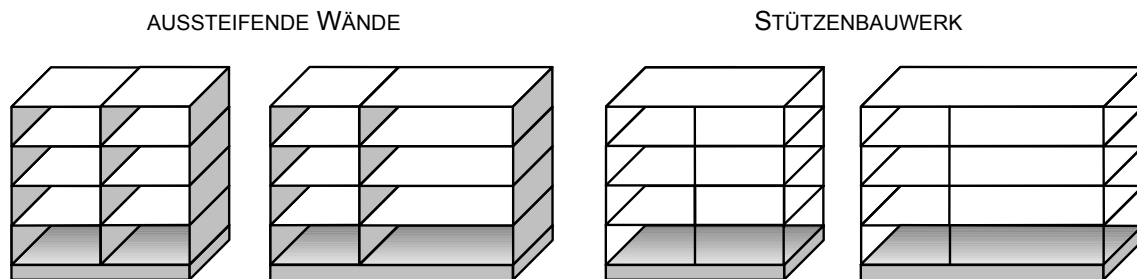


Bild 3.25 Berechnete Gebäudetypen zur Abschätzung des Einflusses der Gebäudesteifigkeit

Die Ergebnisse für die verschiedenen Variationen der Steifigkeit aufgehender Bauteile am Referenzmodell werden durch die in Bild 3.26 dargestellten Übertragungsfunktionen wiedergegeben.

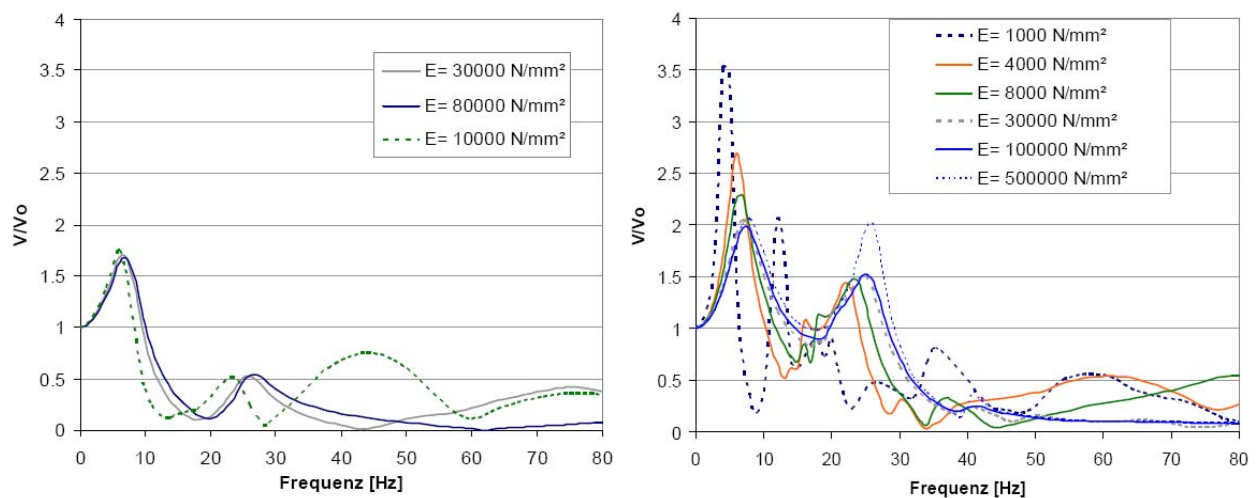


Bild 3.26 Übertragungsfunktionen an Fundament- (links) und Deckenpunkten (rechts) für verschiedene FE- Berechnungen mit variierender Steifigkeit (hier E-Modul) der tragenden aufgehenden Bauteile

Die prinzipiellen Effekte sind dabei deutlich erkennbar. Die Deckeneigenfrequenzen verschieben sich mit zunehmender Aussteifung nach oben, da sich die Auflagerbedingungen der Decken verändern. Gleichzeitig nehmen die Überhöhungsfaktoren im Bereich dieser Deckenresonanzen zu. Diese Veränderung ist im Verhältnis zur Steifigkeitszunahme jedoch gering. Die Gesamtbauwerksbewegungen, charakterisiert durch die Bauwerkseigenfrequenz, nehmen mit der Bauwerkssteifigkeit hingegen geringfügig ab. Bei besonders geringer Aussteifung bzw. geringer Steifigkeit der tragenden Wände ist an den Deckenpunkten eine Resonanzüberhöhung bei ca. 12 Hz zu erkennen, die nicht mit der Deckeneigenfrequenz einhergeht. Dabei handelt es sich um Biegeeigenschaften der Wände, die für diesen Fall unterhalb der Deckeneigenfrequenzen liegen und dadurch die Deckenschwingungen dominieren (siehe Bild 3.27). Dieser Fall ist baupraktisch jedoch irrelevant.

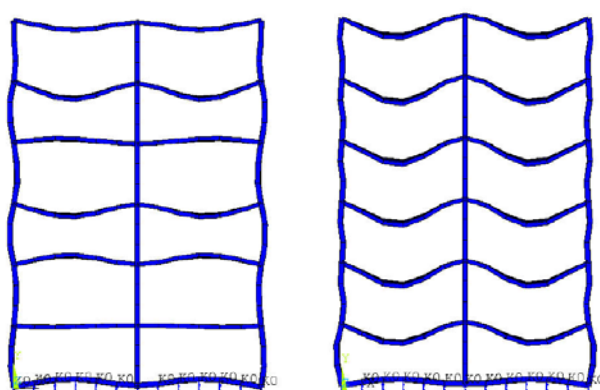


Bild 3.27 Eigenformen des Referenzmodells – links: Schwingform bei geringer Aussteifung, Wandeigenfrequenzen dominieren Deckenschwingungen - rechts: Schwingform bei hoher Aussteifung des Gebäudes, Deckeneigenfrequenzen dominieren Deckenschwingungen

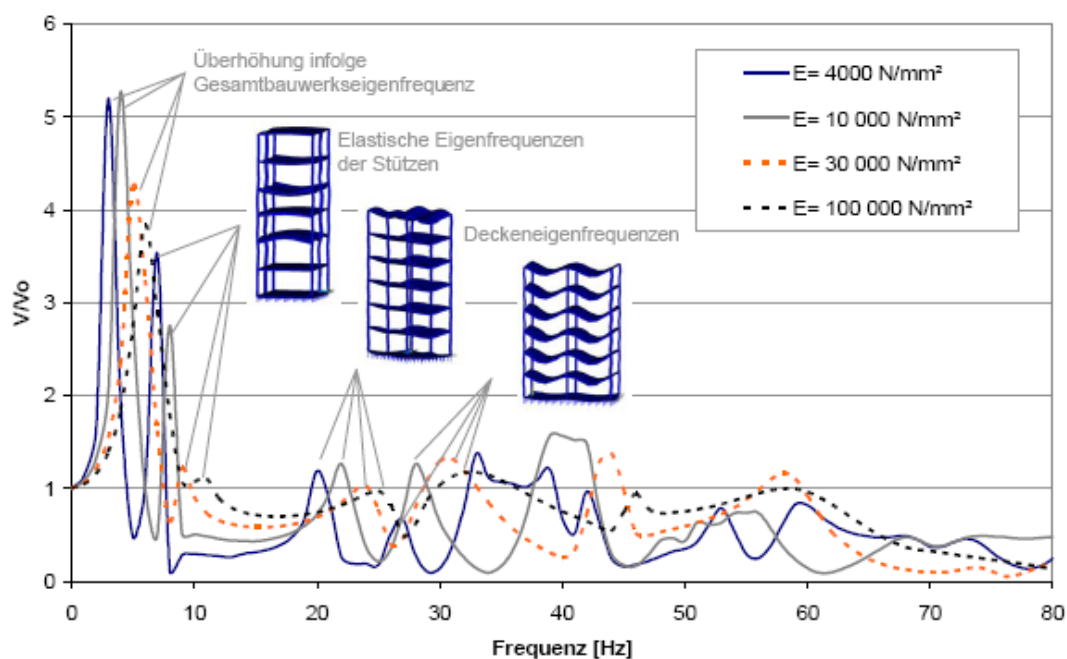


Bild 3.28 Übertragungsfunktionen an Deckenpunkten für verschiedene FE- Berechnungen mit variierender Steifigkeit (hier E-Modul) der Stützen

Die untersuchten Variationen des Stützenbauwerks (Bild 3.28) zeigen ähnliche Effekte bezüglich einer Verschiebung der Eigenfrequenzen. Jedoch sind aufgrund der verstärkten gegenseitigen Beeinflussung der Bauteile keinerlei Abhängigkeiten bei den Überhöhungsfaktoren erkennbar. Auch bei dieser Bauwerksvariante schwingen die Geschossdecken bei geringer Steifigkeit der Stützen verstärkt im Bereich der elastischen Eigenschwingungen der tragenden vertikalen Bauteile.

Erst wenn diese ausreichend steif sind, dominieren die Deckeneigenschwingungen neben den Überhöhungen im Bereich der Gesamtbauwerksresonanz. Die letztgenannten Überhöhungen variieren im Fall des insgesamt weniger ausgesteiften Bauwerks stärker.

Die Verschiebung der Deckeneigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Steifigkeit der als Auflager dienenden Wände bzw. Stützen sowie vom durch die Biegesteifigkeit dieser tragenden Bauteile bestimmten Einspannmoment der Decken, lässt sich gut durch die Einführung von dimensionslosen Korrekturfaktoren verallgemeinern. Hierzu sind verschiedene, nach Bild 3.29 – rechts berechnete, Biegesteifigkeiten von Wänden und Stützen EI_w bzw. EI_f auf die Steifigkeit der Geschossdecken EI_d bezogen worden. Die für diese Variation des E-Moduls und der Bauwerksgeometrie (Flächenmomente 2. Grades) ermittelten Deckeneigenfrequenzen f_i werden dann auf die Eigenfrequenzen f_0 für den Fall einer vollkommen starren Auflagerung der Decken bezogen. Mit Hilfe dieser Faktoren lassen sich die Eigenfrequenzen von Geschossdecken in Abhängigkeit von der Auflager- und Biegesteifigkeit der tragenden Wände und Stützen gut abschätzen.

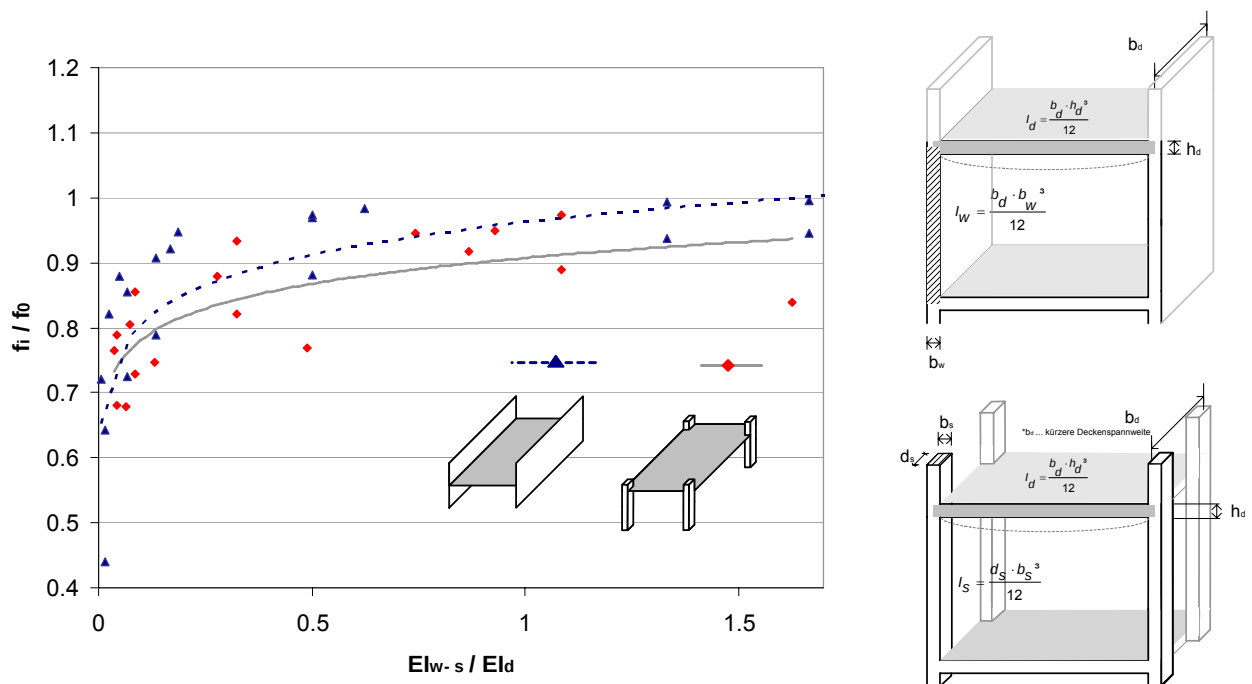


Bild 3.29 Abhängigkeit der Deckeneigenfrequenz vom Verhältnis Steifigkeit der tragenden Bauteile (Wände/Stützen) zur Deckensteifigkeit

Der Einfluss des durch die Biegesteifigkeit der tragenden vertikalen Bauteile bestimmten Einspannmomentes wird auch bei der Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung von Deckenfeldern deutlich. Durch den biegesteifen Anschluss der Geschossdecken erfolgt eine Kopplung der beiden Deckenfelder, so dass diese - vorausgesetzt sie weisen ein unterschiedliches Schwingverhalten auf, besitzen demnach unterschiedliche Eigenfrequenzen - in einer zusätzlichen gemeinsamen Eigenform schwingen.

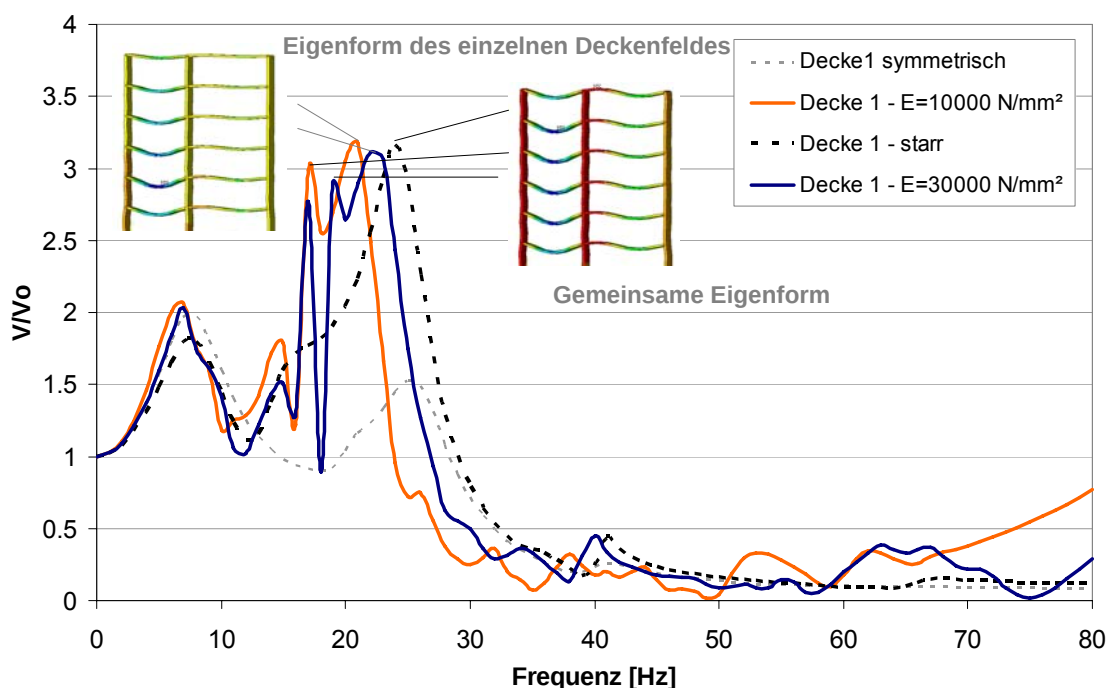


Bild 3.30 Gegenseitige Beeinflussung von Deckenfeldern mit unterschiedlichen Deckeneigenfrequenzen – Gemeinsame Eigenform in Abhängigkeit von der Gebäudeaussteifung

In Bild 3.30 sind die Übertragungsfunktionen eines Deckenpunktes dargestellt, die für die Bauwerksvariante mit unsymmetrischem Grundriss berechnet wurden. Für vollkommen starre aussteifende Wände dominiert die aus den Berechnungen mit symmetrischem Grundriss bekannte Eigenfrequenz des Deckenfeldes das Schwingverhalten dieses Bauteils. Mit abnehmender Steifigkeit der tragenden Wände dominiert jedoch eine gemeinsame Eigenform der beiden betrachteten Deckenfelder. Für eine Abschätzung des Deckenschwingverhaltens ist die Kenntnis dieser Eigenform und der dazugehörigen Eigenfrequenz daher sehr wichtig.

3.4.2 Einfluss der Materialdämpfung

Die Erfassung der Dämpfungsmechanismen bei Gebäudeschwingungen sowie die genaue Ermittlung der Materialdämpfung für die verwendeten Baustoffe, stellt meist große Schwierigkeiten bei der Berechnung des Schwingungsverhaltens von Bauwerken dar. Umso wichtiger ist es daher, den Einfluss verschiedener Dämpfungsmechanismen abschätzen zu können. Zur Beurteilung des Dämpfungseinflusses interessieren dabei zwei das Schwingungs-

verhalten eines Gebäudes charakterisierende Fragen. Zum einen besteht bei Betrachtung der Deckenamplituden die Frage, wie stark sich die Deckenresonanzen in Abhängigkeit von der Dämpfung ausbilden können. Zum anderen interessiert, wie groß die Übertragung der Bauwerksbewegungen auf die Geschossdecken bei verschiedenen Dämpfungswerten ist. Es steht dabei außer Frage, dass sich die Gebäudeschwingungen mit zunehmender Dämpfung verringern. Allerdings ändert sich der Dämpfungseinfluss, je steifer das Gebäude gelagert ist; das heißt, der Einfluss variiert mit der Steifigkeit des Baugrunds. Um daher die mit der Dämpfung verbundene Amplitudenabnahme in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit abschätzen zu können, sind verschiedene Berechnungen durchgeführt worden. In den Berechnungen wurde neben der Dämpfung auch die Steifigkeit des umgebenden Baugrunds variiert. Für eine solche Parameterstudie mit dem vorgestellten FE- Referenzmodell bietet sich eine Variation der Materialdämpfung an, da dieser Wert bei den Berechnungen genau festgelegt werden kann (siehe Abschnitt 3.1.4). Da die Dämpfungsmechanismen infolge der Struktur- und Systemdämpfung gebäudespezifisch sind, ist die Materialdämpfung als einzige Vergleichsgröße anzusehen. In der Praxis kann diese ansatzweise durch eine gezielte Materialauswahl definiert werden.

Die Auswertung der Berechnungen erfolgt, indem die Überhöhungsfaktoren im Bereich der ersten Deckeneigenfrequenz und im Bereich der Gesamtbauwerksresonanz auf jeweils die Faktoren bezogen werden, welche sich für eine minimale Materialdämpfung von $D = 0.1\%$ ergeben. Diese sind in Abhängigkeit von der für die Rechnung verwendeten Materialdämpfung in Bild 3.31 dargestellt.

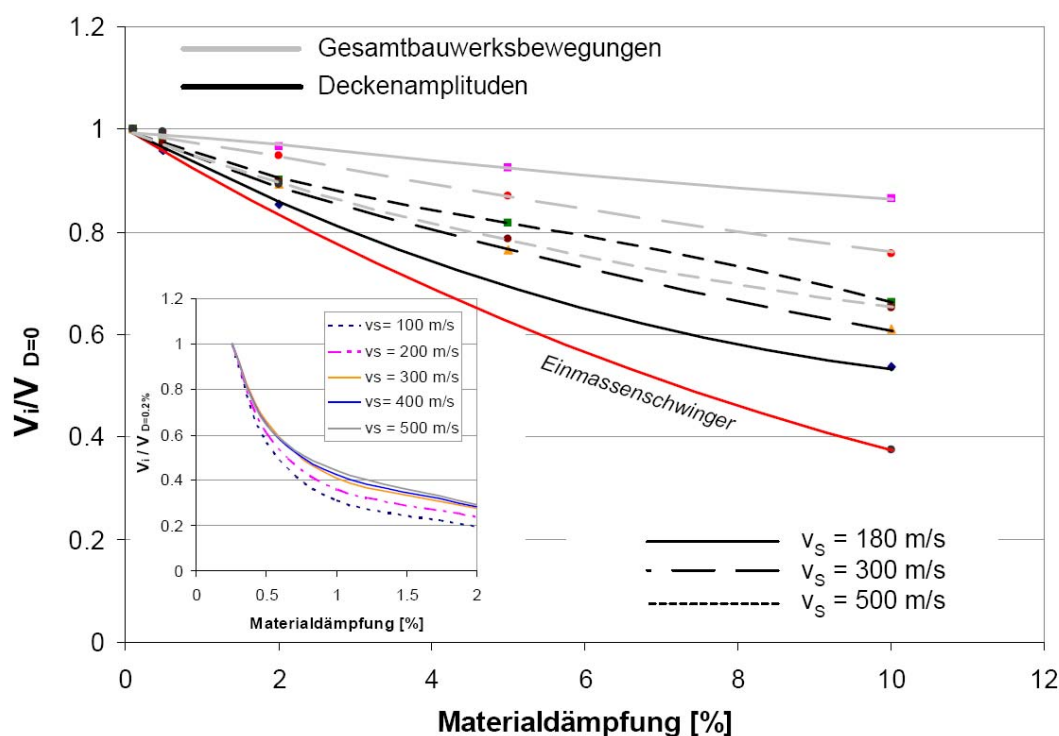


Bild 3.31

Verringerung der Überhöhungen infolge der Decken- und Gesamtbauwerksresonanzen in Abhängigkeit von der Materialdämpfung und der Steifigkeit des Bodens (zum Vergleich Vergrößerungsfaktoren für die entsprechenden Dämpfungsgrade eines 1-Massenschwinger Modells - *kleines Diagramm*: Zum Vergleich in [13] ermittelte Werte

Zusätzlich wurde in diesem Diagramm die Verringerung der Amplituden eines 1-Massenschwingers in Abhängigkeit von der Dämpfung dargestellt. Der Vergleich mit den Ergebnissen des komplexen FE- Modells zeigt, dass der Einfluss der Dämpfung bei komplexen Strukturen geringer als bei dem einfachen Starrkörpermodell ist.

Weiterhin zeigen die Ergebnisse, dass die Deckenamplituden bei weichen Böden stärker von der Materialdämpfung beeinflusst werden als bei steifen Böden. Die Ursache hierfür liegt in der Relativbewegung zwischen dem betrachteten Deckenfeld und dem Gesamtgebäude. Da der Erschütterungseintrag bei weichen Böden in einem Frequenzbereich unterhalb der Deckeneigenfrequenzen liegt, schwingen die Geschossdecken nahezu entkoppelt von der restlichen Struktur. Die Relativbewegungen sind somit größer als im Falle eines steifen Baugrundes, bei dem der Erschütterungseintrag in einem höheren Frequenzbereich zu einer Überlagerung der Decken- und Gesamtbauwerksschwingungen führt. Mit den größeren Relativbewegungen steigt auch der Einfluss der Materialdämpfung im Bereich der Deckenresonanzen. Umgekehrt führt dieser Effekt jedoch dazu, dass die Gesamtbauwerksbewegungen bei steifen Böden stärker von der Dämpfung beeinflusst werden. Durch den bei steiferem Baugrund erwähnten, verstärkten Erschütterungseintrag in höheren Frequenzbereichen, wird das gesamte Bauwerk zu stärkeren elastischen Eigenschwingungen angeregt. Erst bei diesen Eigenschwingungen wird der Effekt durch die Materialdämpfung deutlich, so dass die Überhöhungen bei steifen Böden ($v_s = 500$ m/s) mit zunehmender Materialdämpfung stärker abgemindert werden als bei weichen Böden ($v_s = 180$ m/s).

Die in [13] durchgeführte Parameterstudie zur Resonanzstärke der Geschossdecken eines Gesamtbauwerksmodells zeigt dabei eine ähnliche Abhängigkeit der Überhöhungen im Bereich der ersten Decken- Biegeeigenfrequenz (siehe Bild 3.31 – kleines Diagramm). Die bei dieser Studie ermittelten absoluten Überhöhungsfaktoren wurden zu Vergleichszwecken auf den Wert mit der geringsten Dämpfung ($D = 0.25\%$) bezogen und in gleicher Form wie in Bild 3.31 dargestellt (siehe kleines Diagramm). Die Werte zeigen dabei eine stärkere Abhängigkeit von der Materialdämpfung. Der Einfluss der Bodensteifigkeit ist jedoch gleich.

3.4.3 Einfluss der Höhenlage im Gebäude

Die in Abschnitt 2.2.2 erwähnten Vergrößerungen bzw. Verminderungen der Decken- und Wandamplituden mit zunehmender Höhenlage dieser Bauteile unterliegen zahlreichen Einflüssen. Dadurch kommt es auch zu den beschriebenen, stark verschiedenen Beobachtungen bei Messungen an Gebäuden. Vor allem bestimmen die Steifigkeit der aufgehenden tragenden Bauteile sowie die Material- und Systemdämpfung die Weiterleitung der Erschütterungen innerhalb eines Gebäudes.

Ausgehend von einer Materialdämpfung von $D = 2\%$ sind Stockwerksrahmen unterschiedlicher Höhe (6-, 12- sowie 18-geschossig) und mit variierender Steifigkeit der tragenden Wände untersucht worden. Die Ergebnisse dieser Parameterstudie, welche zur Ermittlung des Einflusses der Gebäudesteifigkeit dient, sind in den Bildern 3.32 und 3.33 dargestellt.

Bei der Darstellung sind die Resonanzüberhöhungen an Deckenpunkten verschiedener Höhenlage auf die Überhöhungsfaktoren der untersten Geschossdecke bezogen worden. Es

handelt sich dabei einerseits um Faktoren resultierend aus der Boden-Bauwerks- Resonanz, d.h. einer Gesamtbewegung des Bauwerks, und andererseits um Faktoren, die auf die Deckenresonanzen zurückzuführen sind. Zusätzlich ist eine Abschätzung für die Abnahme der Deckenamplituden nach dem in Abschnitt 2.2.2 erwähnten Stabmodell abgebildet.

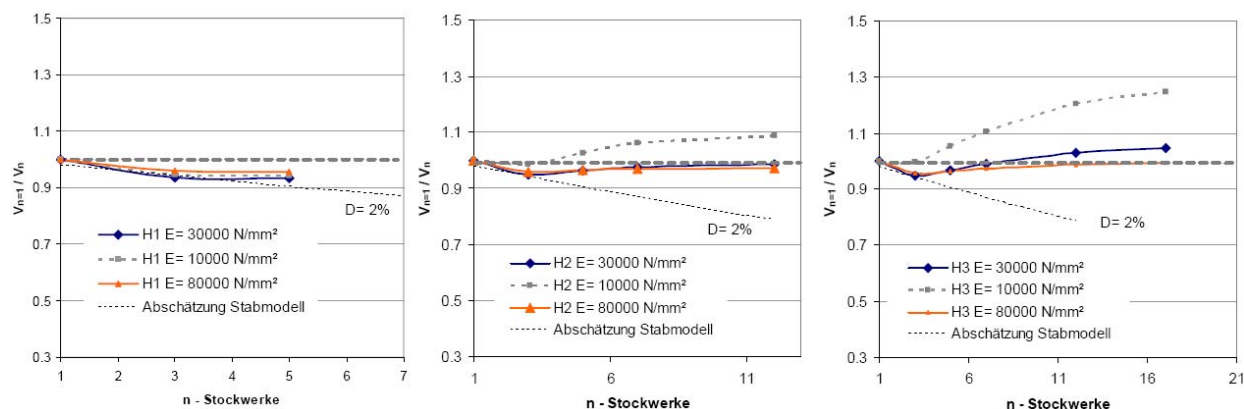


Bild 3.32 Gesamtbauwerksbewegungen in Abhängigkeit von der Höhenlagen für verschiedene Steifigkeiten der tragenden Wände *links*: 6-geschossiger Stockwerksrahmen *mitte*: 12-geschossiger Stockwerksrahmen *rechts*: 18-geschossiger Stockwerksrahmen – zum Vergleich dämpfungsabhängige Abnahmefunktionen nach [76]

Für niedrige Bauwerke, das wird in Bild 3.31 ersichtlich, stimmt die Abnahme der Überhöhungen gut mit der Abschätzung überein. Die elastischen Eigenfrequenzen aufgehender Bauteile liegen bei höheren Gebäuden jedoch in einem niedrigeren Frequenzbereich und beeinflussen die Gesamtbauwerksschwingungen in entsprechender Gebäudehöhe zusätzlich. Dadurch werden diese Schwingungen mit zunehmender Höhenlage nicht mehr abgemindert. Gleichzeitig bewirken diese Eigenschwingungen jedoch, dass die Geschossdecken nicht mehr entkoppelt von der restlichen Struktur schwingen. Somit wird die Ausbildung der Deckenresonanzen behindert, so dass die Überhöhungen im Bereich der Deckeneigenfrequenzen (siehe Bild 3.33) bei geringer Aussteifung des Gebäudes stärker mit der Höhenlage im Gebäude abnehmen als bei aufgehenden Bauteilen größerer Steifigkeit.

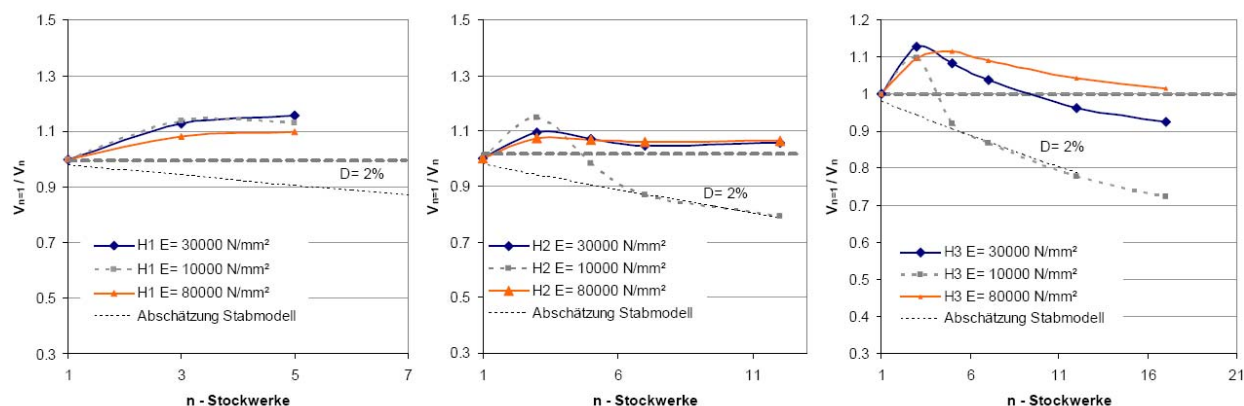


Bild 3.33 Deckenamplituden in Abhängigkeit von der Höhenlage für verschiedene Steifigkeiten der tragenden Wände *links*: 6-geschossiger Stockwerksrahmen *mitte*: 12-geschossiger Stockwerksrahmen *rechts*: 18-geschossiger Stockwerksrahmen – zum Vergleich dämpfungsabhängige Abnahmefunktionen nach [76]

Der Grad der Abnahme entspricht dabei dem der Abschätzung nach dem in [76] vorgestelltem Stabmodell. Zur Erfassung dieses in Bild 3.34 schematisiert dargestellten Effekts ist demnach die sich mit zunehmender Gebäudehöhe verringernde Aussteifung des Gebäudes zu berücksichtigen.

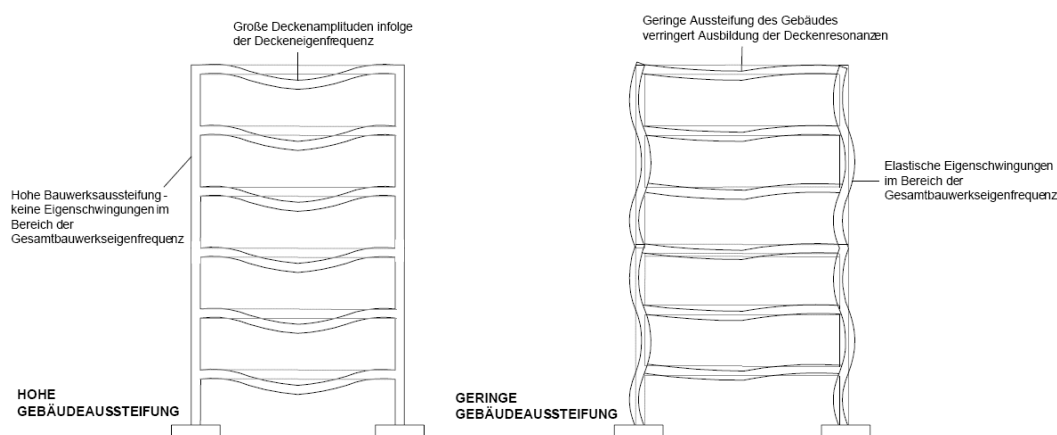


Bild 3.34 Effekte bezüglich der Abnahme der Deckenamplituden in Abhängigkeit von der Gebäudeaussteifung bzw. Gebäudehöhe

Zu den vor allem bei geringer Steifigkeit der tragenden Bauteile verstärkt auftretenden Eigenschwingungen kommt es mit zunehmender Höhenlage im Gebäude zu einer Abminderung der Auflagersteifigkeit der Geschossdecken. Zur Abschätzung dieses Effektes wurde die Abnahme der Deckeneigenfrequenzen mit zunehmender Gebäudehöhe untersucht (siehe Bild 3.35).

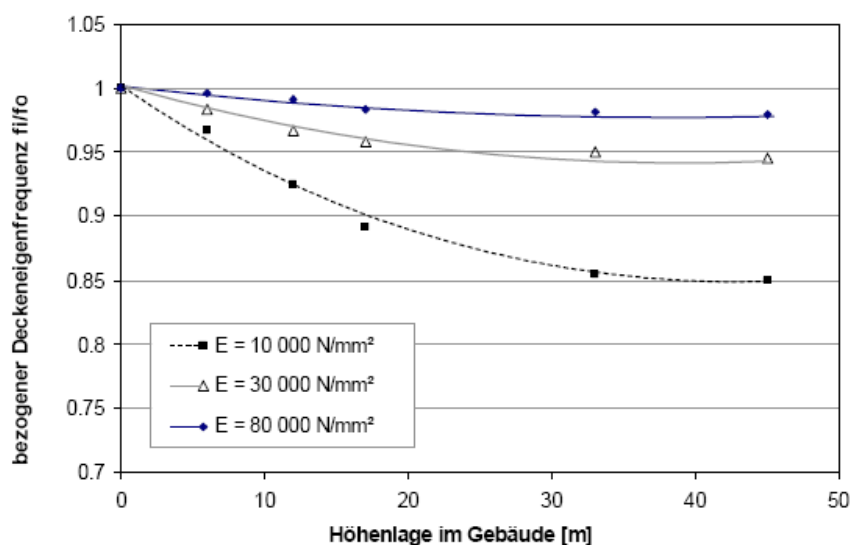


Bild 3.35 Abnahme der Deckeneigenfrequenzen für verschiedene Steifigkeiten der aufgehenden Wände in Abhängigkeit von der Höhenlage innerhalb des untersuchten Gebäudes

Hierbei zeigt sich, dass die Verschiebung der Eigenfrequenzen relativ gering ist. Über 16 Stockwerke hinweg verschiebt sich die Frequenz bei normaler Steifigkeit der aufgehenden Wände um den Faktor 0.94. Allerdings zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit des Abminderungsgrades von den verwendeten Materialparametern. Nur bei geringer Auflagersteifigkeit wirkt sich die Abminderung so aus, dass diese bei der Abschätzung der Deckeneigenfrequenzen berücksichtigt werden muss.

Ein zusätzlicher, die Weiterleitung der Erschütterungen bestimmender, Parameter ist die Material- und Strukturdämpfung der aufgehenden Bauteile. Bei größerer Dämpfung werden die elastischen Eigenschwingungen der tragenden Wände und Stützen vermindert. Somit wird die zuvor beschriebene Verstärkung der Gesamtbauwerksbewegungen mit zunehmender Höhenlage verhindert. Zusätzlich wird durch die Dämpfungsmechanismen die Weiterleitung der Schwingungen in den als Deckenaufleger dienenden aufgehenden Wänden, und somit der gesamte Anregungsmechanismus der Geschossdecken, bestimmt.

Um auch diesen Einfluss abschätzen zu können, wurden die Bauwerksmodelle unterschiedlicher Stockwerksanzahl für Materialdämpfungswerte von $D = 2\%$, 4% und 6% untersucht. Für die Steifigkeit der tragenden Wände wurde ein Wert von $E_W = 30000 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Die Ergebnisse sind hierfür in ähnlicher Form wie bei der Variation der Gebäudesteifigkeit dargestellt (siehe Bild 3.36 und 3.37).

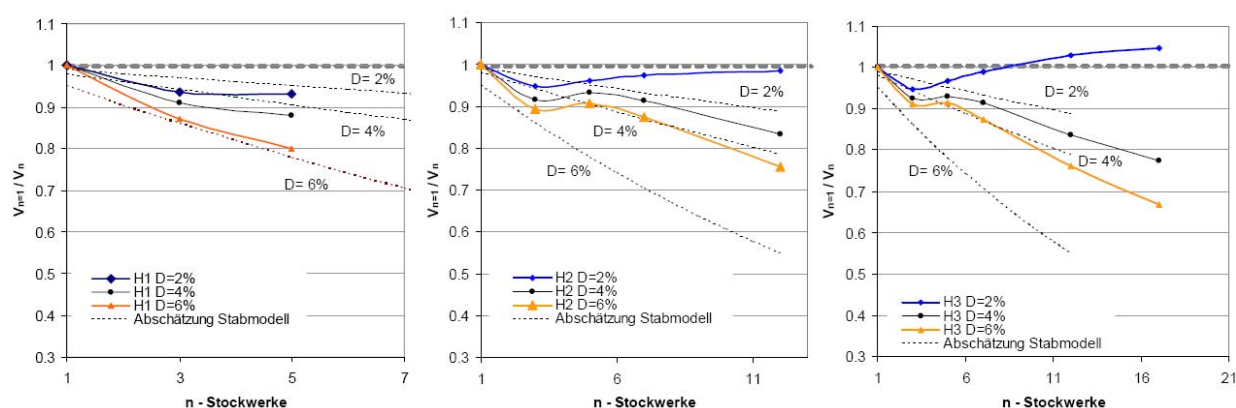


Bild 3.36 Gesamtbauwerksbewegungen in Abhängigkeit von der Höhenlage für verschiedene Dämpfungsgrade des verwendeten Materials *links*: 6-geschossiger Stockwerksrahmen *mitte*: 12-geschossiger Stockwerksrahmen *rechts*: 18-geschossiger Stockwerksrahmen – zum Vergleich dämpfungsabhängige Abnahmefunktionen nach [76]

Wie schon bei den Ergebnissen der Steifigkeitsvariationen stimmt die Abnahme der Überhöhungsfaktoren im Bereich der Gesamtbauwerksresonanz für niedrige Gebäude gut mit der Abschätzung mit dem Stabmodell überein. Mit zunehmender Stockwerkszahl erfolgt jedoch wiederum eine leichte Verstärkung die dann je nach Dämpfungswert mit der Gebäudehöhe abklingt. Ursachen sind auch hier Eigenschwingvorgänge der tragenden Bauteile. Die bei niedrigen Gebäuden oder bei den unteren Stockwerken hoher Gebäude mit der Höhenlage zunehmenden Resonanzüberhöhungen im Bereich der Deckenresonanzen werden durch größere Materialdämpfung stärker verringert. Dadurch kommt es nur zu geringen Überhöhungen. Ab größerer Höhenlage erfolgt dann eine Abminderung, die der dargestellten Abnahmefunktion des Stabmodells gleich kommt.

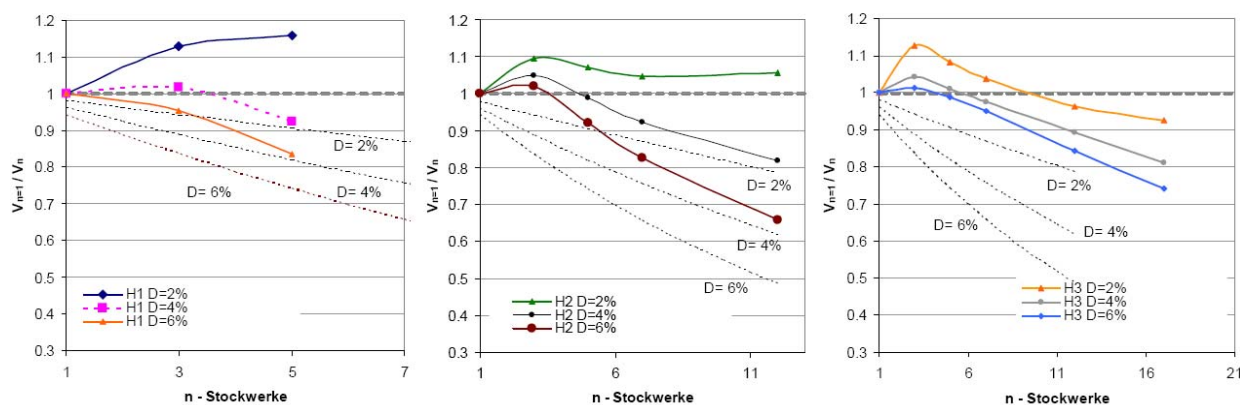


Bild 3.37 Deckenamplituden in Abhängigkeit von der Höhenlage für verschiedene Dämpfungsgrade des verwendeten Materials *links*: 6-geschossiger Stockwerksrahmen *mitte*: 12-geschossiger Stockwerksrahmen *rechts*: 18-geschossiger Stockwerksrahmen – zum Vergleich dämpfungsabhängige Abnahmefunktionen nach [76]

Bei ausreichend großer Materialdämpfung, für die untersuchten Gebäudemodelle bedeutet das $D \geq 4\%$ und schließt bei der Betrachtung realer Gebäude die Struktur und Systemdämpfung ein sowie einer genügender Aussteifung des Gebäudes, kann demnach von einer Verringerung der Deckenamplituden mit zunehmender Gebäudehöhe ausgegangen werden. Besitzen die tragenden Bauteile im Gegensatz jedoch nur eine geringe Materialdämpfung, kommt es zu einer Verstärkung der Überhöhungen infolge der Deckenresonanzen. Bei geringer Gebäudeaussteifung erfolgt eine Verstärkung der Überhöhungen infolge der Gesamtbauwerkseigenfrequenz.

Da sich die Dämpfungswerte für ein Gebäude nur schwer abzuschätzen lassen und die mit der Höhenlage verbundenen Effekte sehr komplex sind, lässt sich der Einfluss der Gebäudehöhe auf die Deckenamplituden nur schwer verallgemeinern.

3.4.4 Einfluss der phasenverschobenen Anregung der Deckenaufleger

In diesem Kapitel wurde bereits der Einfluss der Wellenfeldanregung für verschiedene Fundamentsteifigkeiten vorgestellt. Dabei zeigte sich eine Verringerung der Resonanzüberhöhungen im Bereich der angeregten Deckeneigenfrequenz bei phasenverschobener Anregung der Deckenaufleger. Bei genau gegenphasiger Anregung schwingt die Decke in ihrer antimetrischen Eigenform. Die Deckenmitte wird dabei nicht ausgelenkt und die Resonanz wird vollkommen unterdrückt werden (siehe Bild 3.38).

Dieser Effekt bewirkt eine Abnahme der Resonanzüberhöhungen mit größer werdendem Phasenunterschied φ / π . Diese Abnahme ist in Bild 3.39 als gestrichelte Linie dargestellt und gilt jedoch nur für ein einzelnes, entkoppelt schwingendes Deckenfeld. Bei biegesteifem Verbund der Decken und Stützen bzw. Wänden beeinflussen sich benachbarte Deckenfelder. Die damit verbundenen Effekte sind vom Verhältnis der jeweiligen Schwingformen abhängig und müssen daher explizit untersucht werden.

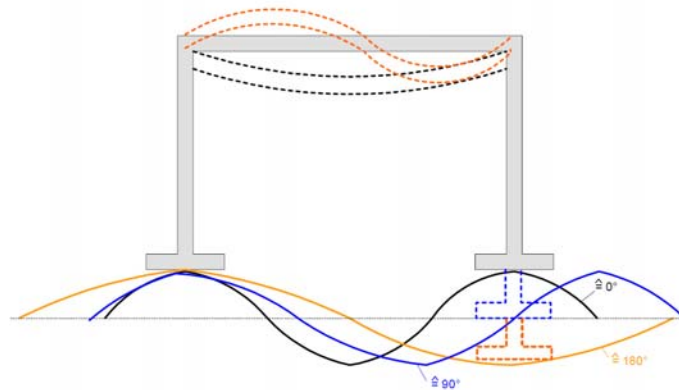


Bild 3.38 Symmetrische Eigenform bei gleichphasiger Anregung ($\varphi = 0^\circ$) und antisymmetrische Eigenform bei gegenphasiger Anregung ($\varphi = 180^\circ$) der Deckenaufleger

Einen Sonderfall stellen jedoch benachbarte Deckenfelder mit gleicher Geometrie sowie gleichen Lagerungs- und Steifigkeitsbedingungen dar. Bei entsprechend großem Phasenunterschied wird dabei verstärkt eine Schwingform des Gesamtsystems angeregt, bei dem die Deckenabschnitte entgegen gerichtet schwingen (siehe Bild 3.39).

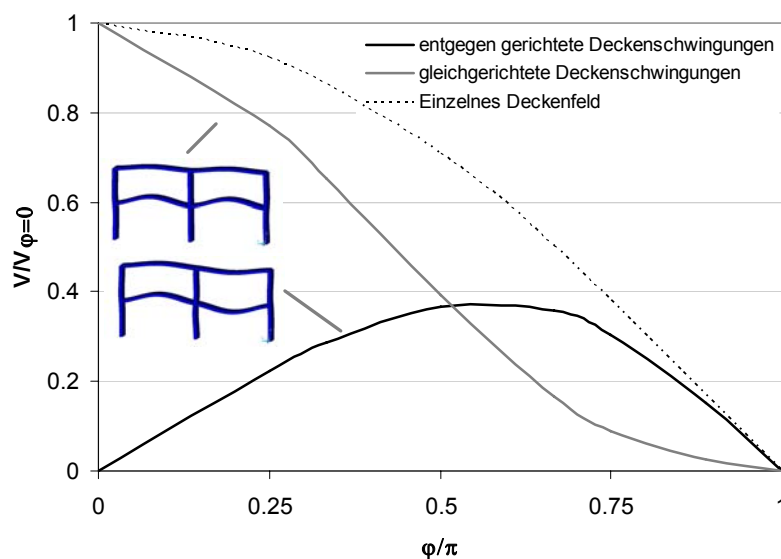


Bild 3.39 Verlauf der Resonanzüberhöhungen in Abhängigkeit vom Phasenunterschied φ / π bei Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung von gleichartigen Deckenfeldern – Anregung von gleichgerichteten und entgegen gerichteten Deckenschwingungen

Dadurch verschiebt sich nicht nur die dominante Frequenz der Deckenschwingungen, auch die Resonanzüberhöhungen vermindern sich nicht in dem Maß, wie für ein einzeln anzusehendes Feld. Ab einem Phasenunterschied von $\varphi = 90^\circ$ ist diese Eigenform mit entgegen gerichteten Deckenschwingungen für eine Abschätzung der Amplituden relevant. In Abhängigkeit von der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit im Boden und der dominanten Frequenz der Anregung lässt sich bei Kenntnis der Bauwerksgeometrie die zu erwartende Phasenverschiebung bestimmen. Daraus kann eine entsprechende Verminderung der Deckenamplituden anhand des in Bild 3.38 dargestellten Diagramms abschätzen.

4. Messtechnische Untersuchung verschiedener Einflüsse zur Berücksichtigung für eine praxisnahe Immissionsprognose

Mit zahlreichen Messungen an Ein- und Mehrfamilienhäusern sowie an mehrstöckigen Wohn- und Bürokomplexen lassen sich die rechnerisch untersuchten Effekte validieren. Neben dem Übertragungsverhalten des Gesamtbauwerks interessiert dabei vornehmlich die Übertragung der Erschütterungen innerhalb des Gebäudes in Abhängigkeit vom Gebäudetyp.

Die Messungen zur Bestimmung des Übertragungsverhaltens vom Baugrund auf das Bauwerk ermöglichen einerseits eine Identifizierung der Schwingform des Gesamtgebäudes, andererseits lassen sich anhand der ermittelten Übertragungsfaktoren Anhaltswerte in Abhängigkeit von Gebäudetyp, Bauwerksmasse und Einbettung in den Baugrund ableiten. Zusätzlich bietet sich ein Vergleich der experimentell ermittelten Fundamentsteifigkeiten mit rechnerisch abgeschätzten Werten an.

Auswertungen der Messungen, welche die Erschütterungsweiterleitung betreffen, konzentrieren sich hauptsächlich auf das Schwingverhalten der Geschossdecken. Auch hier interessiert die angeregte Schwingform, zu deren Identifikation neben entsprechender Messaufnehmeranordnung auch die experimentelle Ermittlung der ersten Biegeeigenfrequenz der Decke mittel Impulsanregung dient. Aus dem messtechnisch bestimmten Übertragungsverhalten lassen sich wiederum Übertragungsfaktoren der Geschossdecken in Abhängigkeit von deren Steifigkeit und dem zugehörigen Bauwerkstyp ableiten. Gleiches gilt für Anhaltswerte zur Deckeneigenfrequenz in Abhängigkeit von Konstruktionsart, Baumaterial und Geometrie. Unabhängig von den entkoppelt schwingenden Deckenmassen lassen sich auch Aussagen über die Erschütterungsweiterleitung durch die Auswertung der Schwingungsamplituden an der aufgehenden Struktur treffen. Besonders bei der Fragestellung nach den mit der Höhenlage im Gebäude verbundenen Effekten ist es notwendig, die Wand- bzw. Stützenschwingungen auszuwerten. Außerdem lässt sich auf diese Weise die Beeinflussung der Deckenschwingungen infolge elastischer Eigenschwingungen der aufgehenden Bauteile abschätzen.

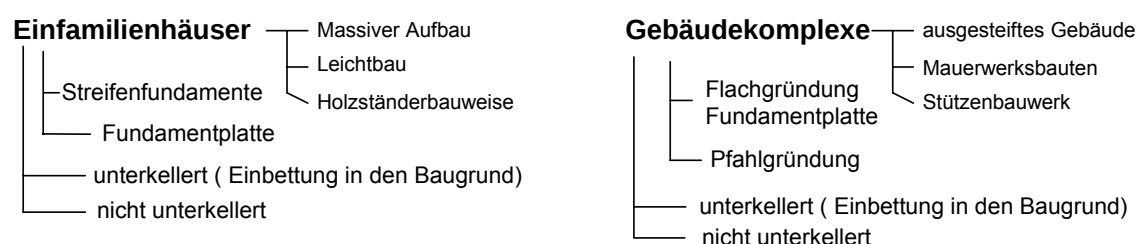
Letztendlich bietet sich die Möglichkeit, anhand der Messungen Aussagen zum Dämpfungsverhalten der verschiedenen untersuchten Bauwerke zu treffen. Dazu eignen sich vor allem die zur experimentellen Bestimmung der Deckeneigenfrequenzen verwendeten Ausschwingversuche. Andererseits können aber auch die Messungen zum Übertragungsverhalten bei Erschütterungsanregung des gesamten Gebäudes herangezogen werden, um den Übertragungsmechanismen entsprechende Dämpfungsanteile zuzuordnen zu können.

Im Folgenden sollen die durchgeführten Messungen und deren Ergebnisse bezüglich der oben aufgeführten Zielsetzungen vorgestellt werden.

4.1 Überblick zu den durchgeführten Messungen

Das breite Spektrum der untersuchten Messobjekte, beginnend bei nicht unterkellerten Einfamilienhäusern bis hin zu komplexen, tief in den Baugrund einbindenden Wohn- und Bürogebäuden (zum Teil in Skelettbauwerke), erlaubt eine Einteilung der Messwerte in Gebäudekategorien. Dabei wurden die untersuchten Objekte bezüglich ihrer Gründung, ihrer Massivität, ihres Aussteifungsgrades und der Einbettung in den Baugrund unterschieden (siehe Bild 4.1).

Einordnung der Messobjekte die Erschütterungseinleitung vom Baugrund in das Gebäude betreffend:



Einordnung der Messobjekte die Erschütterungsweiterleitung innerhalb des Gebäudes betreffend:

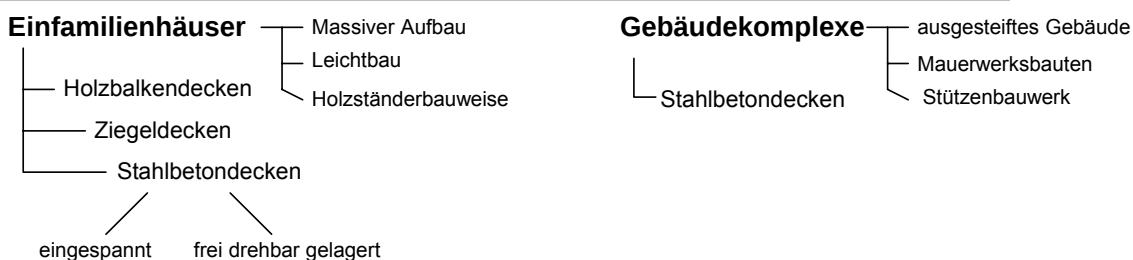


Bild 4.1 Übersicht der untersuchten und in Kategorien eingeteilten Messobjekte

Bei der Ermittlung des Übertragungsverhaltens der einzelnen Gebäude wurden die Gebäudeschwingungen infolge der Erschütterungen durch Schienen- und Straßenverkehrs aufgezeichnet. Lediglich bei der experimentellen Bestimmung der Deckeneigenfrequenzen und der damit verbundenen Bestimmung des Dämpfungsgrades der betrachteten Geschossdecken wurden diese durch einen Impuls (Impulshammer bzw. Fersenimpuls - *heel drop*) zu Schwingungen angeregt.

Im Hinblick auf die Zielsetzung der Messungen erfolgte die Auswahl der Messpunkte stets nach dem gleichen Schema. Zur Bestimmung der Schwingform des gesamten Gebäudes und zur Identifikation eventueller Kippschwingungen wurden die Schwingungen an Fundamentpunkten entlang einer Achse quer zur Ausbreitungsrichtung der Erschütterungen gemessen. Zur Erfassung der mit der Höhenlage der Bauteile verbundenen Effekte sind die Gebäudeschwingungen an vertikalen Messachsen, vorzugsweise bei über die Gebäudehöhe identischem Grundriss, an Wand-, Stützen und Deckenpunkten erfasst worden. Durch entsprechende Verteilung verschiedener Messaufnehmer konnten auch Aussagen über die an-

geregte Schwingform von Geschossdecken getroffen werden (siehe Bild 4.2). Je nach Möglichkeit wurde dabei die Anzahl der Messaufnehmer ausgeweitet, um ein möglichst umfassendes Bild des Schwingverhaltens des Bauwerkes zu erhalten und um mögliche Fehler an den einzelnen Messpunkten zu minimieren.

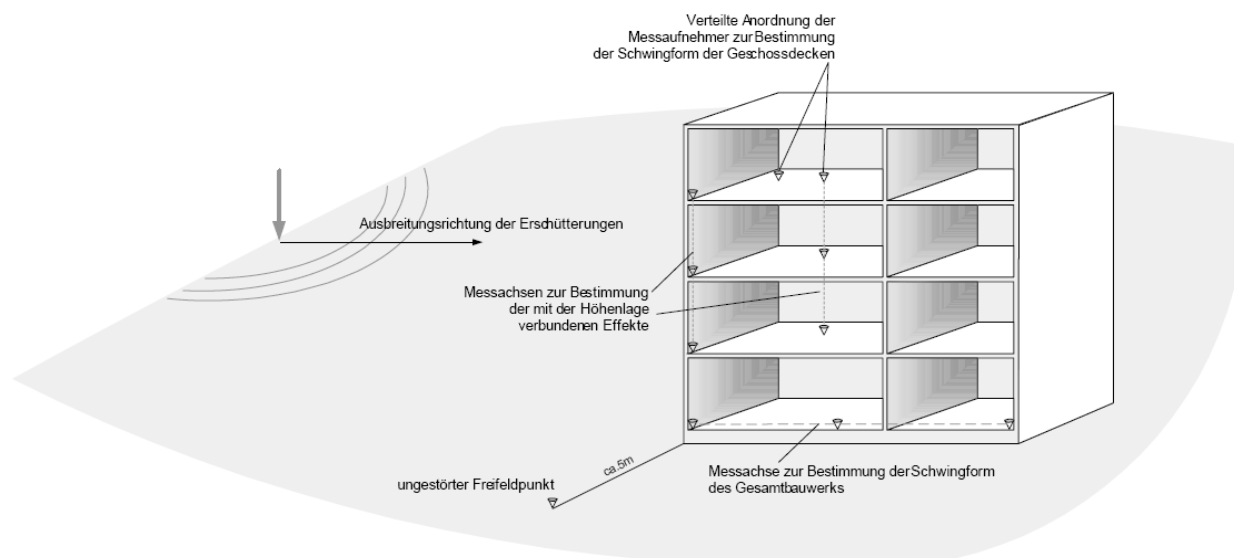


Bild 4.2 Grundlegendes Schema zur Anordnung der Messaufnehmer bei den durchgeführten Messungen

Die Aufzeichnung der Schwingbewegungen eines bestimmten Zeitabschnittes erfolgte bei den Messungen für alle Punkte simultan mit Hilfe von Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern. Die so ermittelten Schwinggeschwindigkeitsverläufe im Zeitbereich wurden zusätzlich in Fourierspektren transformiert, um so die Frequenzinhalte der Schwingbewegungen sichtbar zu machen. Ein so ermittelter Zeitausschnitt sowie das dafür berechnete Fourierspektrum sind in Bild 4.3 exemplarisch als Schwinggeschwindigkeitsverläufe im Zeit- und Frequenzbereich dargestellt.

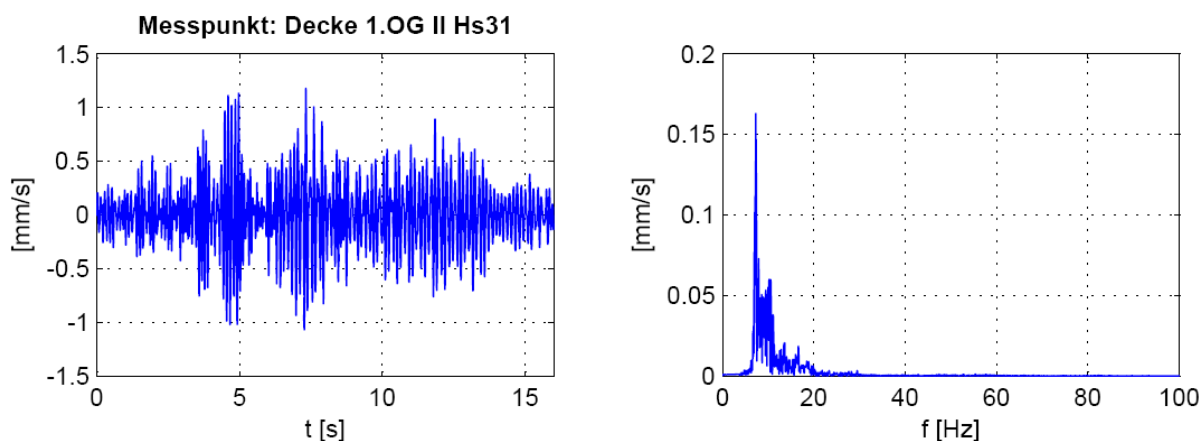


Bild 4.3 Schwinggeschwindigkeitsverlauf *links*: im Zeitbereich - *rechts*: im Frequenzbereich

Um einen Vergleich einzelner Gebäude, unabhängig von der Anregung bzw. der Intensität der Anregung zu ermöglichen, bietet sich die Bildung von Übertragungsfunktionen an. Dabei werden die an Fundament-, Wand- und Deckenpunkten ermittelten Fourierspektren auf das an einem ungestörten Freifeldpunkt ermittelte Erschütterungsspektrum bezogen. Auf diese Weise wird sichtbar, in welchen Frequenzbereichen die Erschütterungen beim Übergang vom Baugrund auf das Gebäude verstärkt bzw. abgemindert werden. Zur besseren Handhabung werden die schmalbandigen Spektren zusätzlich durch energetische Mittelung einzelner Amplituden zu breiteren Frequenzbändern zusammengefasst.

Da die Erschütterungsübertragung in hohem Maße durch die Eigenschaften des umgebenden Baugrundes bestimmt wird, ist die Ermittlung der Materialkennwerte des Bodens für zusätzliche Vergleichsrechnungen unerlässlich. Durch Laufzeitmessungen, bei denen die Reaktion des Baugrundes auf den Eintrag eines Erschütterungsimpulses entlang einer Messachse gemessen wird, lassen sich die Scherwellengeschwindigkeit v_s sowie die Materialdämpfung D des anstehenden Bodens ermitteln. Während die Scherwellengeschwindigkeit aus der zeitlichen Verschiebung des Eintreffens der Erschütterungen entlang der Messachse bestimmt wird (siehe Bild 4.4), erhält man die Materialdämpfung des Baugrunds nach [9] und [64]. Dabei wird die Abnahme der hochfrequenten Amplituden betrachtet.

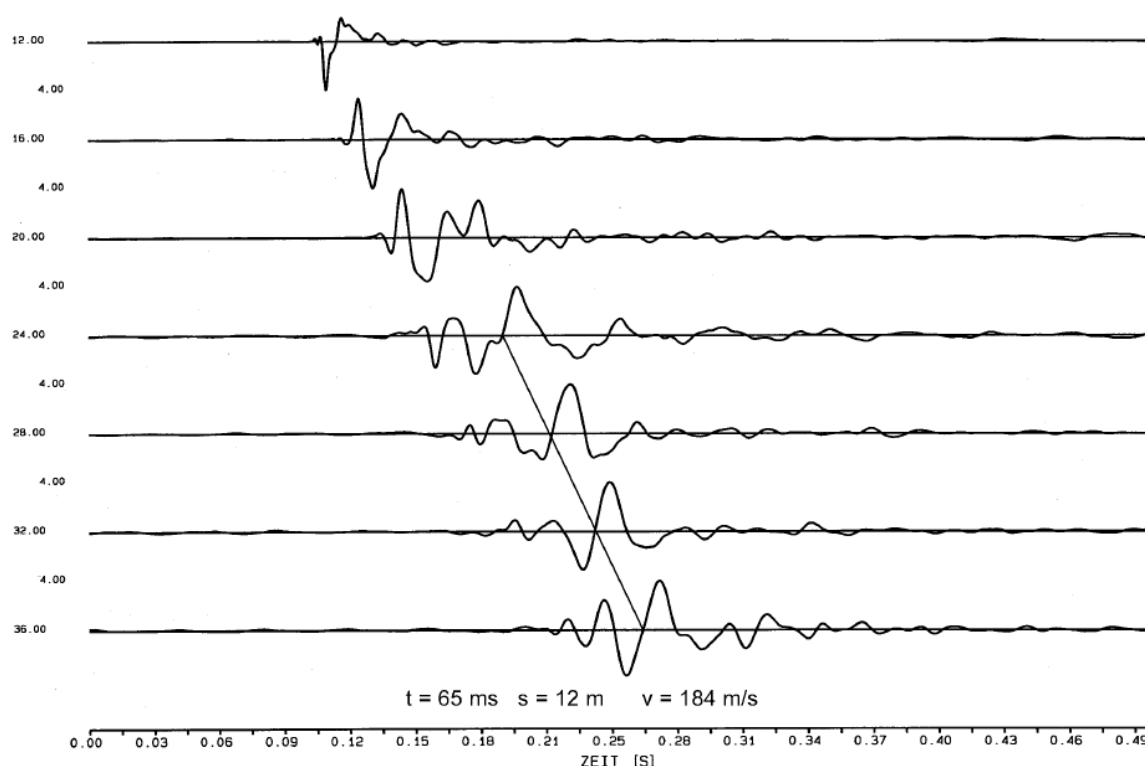


Bild 4.4 Beispiel einer Laufzeitmessung zur Bestimmung der relevanten Bodenparameter

Ermittelt man die Schwingungsamplituden in verschiedenen Abständen von der Quelle im Frequenzbereich, so lassen sich die Amplituden bei Kenntnis der Scherwellengeschwindigkeit auf den Abstand r in Abhängigkeit von der Wellenlänge λ beziehen ($R = r / \lambda$). Durch Normierung der Amplituden werden die Amplituden einer Abnahmebeziehung der in F 4.1 dargestellten Form angepasst.

Abnahmefunktion

$$A = R^{-0.5} \cdot e^{-2\pi DR} \quad [F 4.1]$$

Die Form der Abnahmefunktion resultiert dabei aus der Punktlastlösung für einen hysteretisch gedämpften Halbraum (siehe [9]). Aus der durch die Normierung gewonnenen Darstellung der Amplituden, bezogen auf den Abstand in Abhängigkeit von der Wellenlänge (siehe Bild 4.5), lässt sich mittels einer Ausgleichsrechnung die Dämpfung des Baugrundes bestimmen.

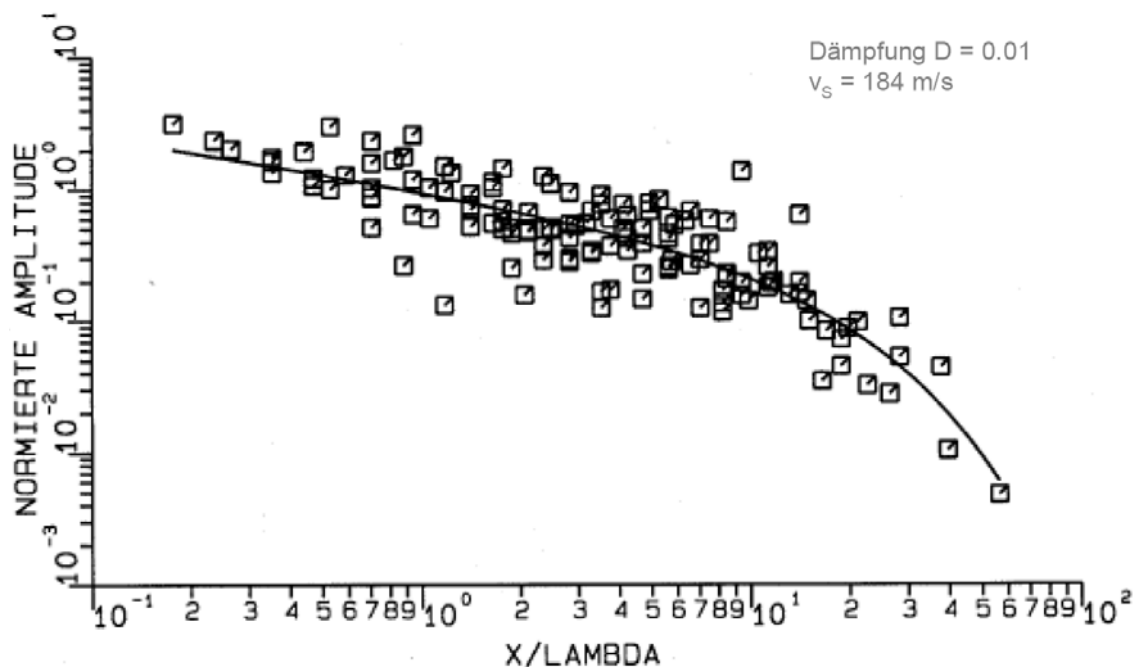


Bild 4.5 Beispiel zur Abnahme der Schwingungsamplituden über die Entfernung – Approximation eines Abnahmegesetzes

Der anstehende Baugrund (Berliner Sand) besitzt für alle gemessenen Objekte annähernd die gleiche Steifigkeit entsprechend einer Scherwellengeschwindigkeit von $v_s = 160$ m/s bis 200 m/s. Daher lässt sich das Schwingungsverhalten der einzelnen Gebäude gut vergleichen.

4.2 Allgemeine Auswertung zum Schwingungsverhalten von Gebäuden

4.2.1 Auswertung im Zeitbereich

Anhaltswerte über die Erschütterungsübertragung in die untersuchten Gebäude liefern die Vergleiche der Maximalamplituden einzelner Gebäudeteile mit den Freifeldamplituden im Zeitbereich. Die so gebildeten Übertragungsfaktoren lassen sich gut mit in der Literatur genannten Faktoren vergleichen. Für die Übertragung vom Boden auf Bauwerksfundamente liegen diese Faktoren zwischen $V_F = 0.2 - 0.7$. In der DIN 4150 Teil 1 wird ein Anhaltswert von $V_F = 0.5$ genannt. Für eine grobe Abschätzung der zu erwartenden Erschütterungen an Gebäudefundamenten sind in Bild 4.6 die messtechnisch ermittelten Übertragungsfunktionen in Anhängigkeit von der Gesamtmasse des Gebäudes dargestellt.

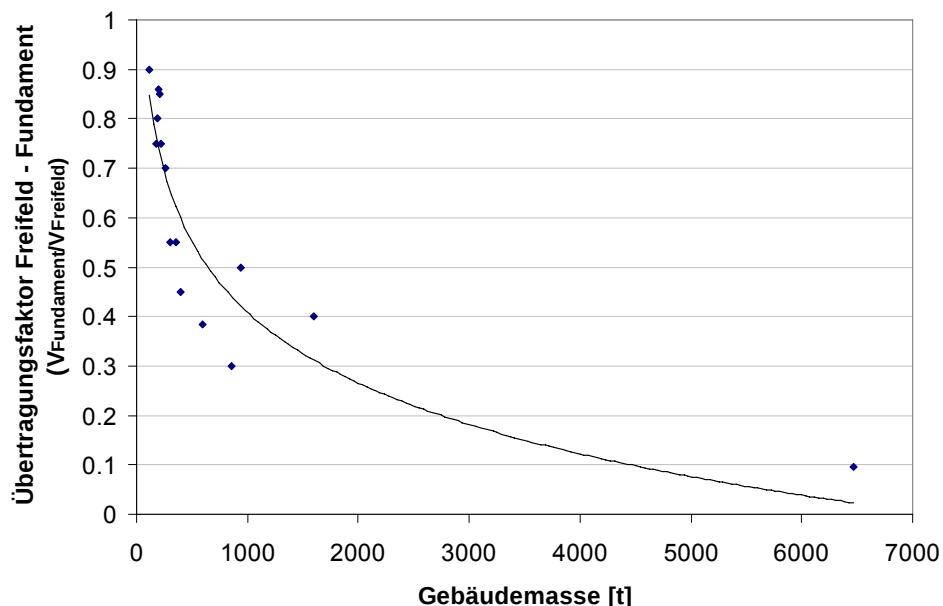


Bild 4.6 Messtechnisch ermittelte Übertragungsfaktoren Boden-Fundament V_F in Abhängigkeit von der Gesamtmasse des Gebäudes

Dabei ist eine deutliche Abhängigkeit der Übertragungsfaktoren von der Masse des Bauwerks erkennbar.

Eine Abschätzung der Deckenschwingungen ist auf diese Weise jedoch nicht möglich, da diese weniger von der Gebäudemasse und mehr vom Aussteifungsgrad des Gebäudes und der Schwingungsanfälligkeit der Decken abhängen. Hinzu kommen die unterschiedlichen Deckenmaterialien. So finden sich in der Literatur Werte zwischen $V_D = 0.9 - 20$. Der in oben genannter Norm definierte Anhaltswert liegt bei $V_D = 1/(2D)$, wobei für Stahlbetondecken von einem Dämpfungswert $D = 0.01 - 0.05$ ausgegangen werden kann. Die für diese Arbeit ermittelten Übertragungswerte liegen zwischen 0.6 und 4.8. Diese sehr breite Streuung zeigt, dass es zur Abschätzung der Deckenamplituden einer genaueren Untersuchung des Schwingverhaltens der Geschossdecken bedarf.

4.2.2 Allgemeine Auswertung im Frequenzbereich

Da infolge der Boden-Bauwerks-Interaktion die Erschütterungen bei der Einleitung in das Gebäude in bestimmten Frequenzbereichen verstärkt, in anderen Bereichen jedoch stark abgemindert werden, ist es sinnvoll, das Übertragungsverhalten der gemessenen Gebäude im Frequenzbereich zu betrachten. Die gebildeten Übertragungsfunktionen zwischen den Fundamentalschwingungen und denen eines ungestörten Freifeldpunktes werden durch eine Resonanzüberhöhung im Bereich der Boden-Bauwerks-Eigenfrequenz charakterisiert (siehe Bild 4.7 - rechts).

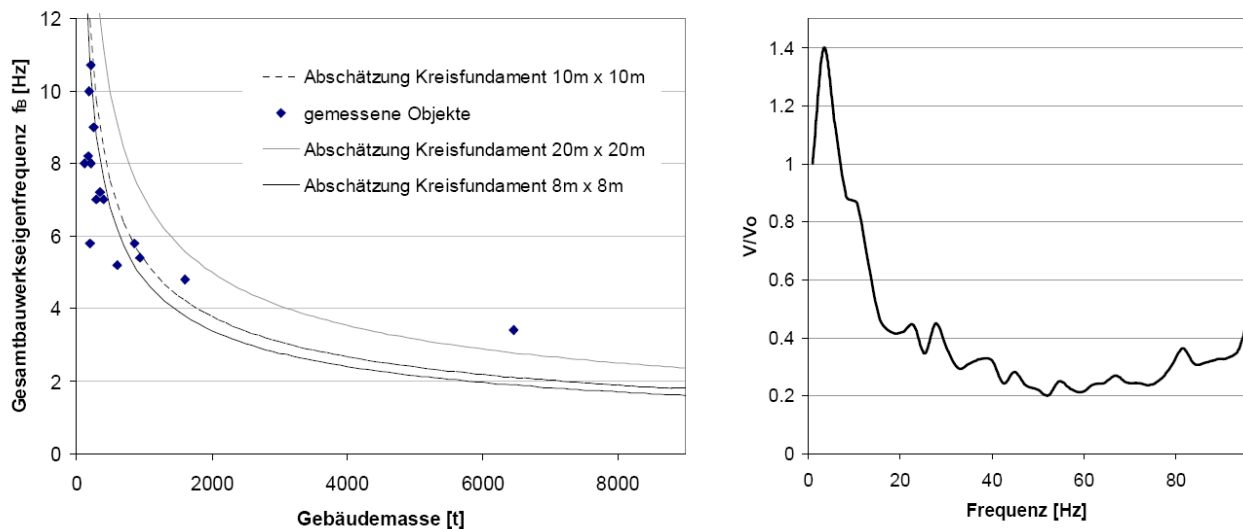


Bild 4.7 *links:* Vergleich der ermittelten Gesamtbauwerkseigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Gebäudemasse mit für die ermittelte Bodensteifigkeit ($v_s = 180$ m/s) abgeschätzten Werten für Gebäude unterschiedlicher Grundflächen – *rechts:* Beispiel einer ermittelten, auf einen ungestörten Freifeldpunkt bezogenen, Übertragungsfunktion an den Fundamentpunkten – hier alle Messobjekte gemittelt.

Auf diese Weise lassen sich die Gesamtbauwerkseigenfrequenzen der einzelnen Messobjekte ermitteln. Diese sind in Bild 4.7 - links in Abhängigkeit von der Gebäudemasse aufgetragen. Zu Vergleichszwecken sind außerdem die für die experimentell ermittelten Bodenkennwerte resultierenden Bauwerkseigenfrequenzen für Gebäude verschiedener Grundflächen in Abhängigkeit von der Gebäudemasse dargestellt. Der Vergleich dieser, mit einem 1-Massenschwinger-Modell und den Kennwerten für ein äquivalentes Kreisfundament auf dem Halbraum abgeschätzten, Verläufe mit den experimentell ermittelten Bauwerkseigenfrequenzen zeigt eine gute Übereinstimmung. Allerdings sind die gemessenen Eigenfrequenzen speziell der Einfamilienhäuser niedriger als die rechnerisch abgeschätzten Werte. Die Ursache hierfür kann bei einer zu hoch angenommenen Bodensteifigkeit, einer zu groß abgeschätzten Fundamentsteifigkeit oder einer zu gering abgeschätzten Gebäudemassen liegen.

Generell zeigt sich jedoch, dass die Bauwerkseigenfrequenz und damit der Frequenzbereich, bei dem es zu einer Verstärkung der Freifeldschwingungen kommt ausreichend genau mittels eines 1-Massenschwinger-Modells dem die Steifigkeitswerte eines äquivalenten Kreisfundamentes zugrunde gelegt werden, abgeschätzt werden kann.

Aus den ermittelten Übertragungsfunktionen ergeben sich auch die Überhöhungsfaktoren für den Bereich der Gesamtbauwerkseigenfrequenz. Die gemessenen Überhöhungen lassen sich ebenfalls mit rechnerisch abgeschätzten Werten vergleichen.

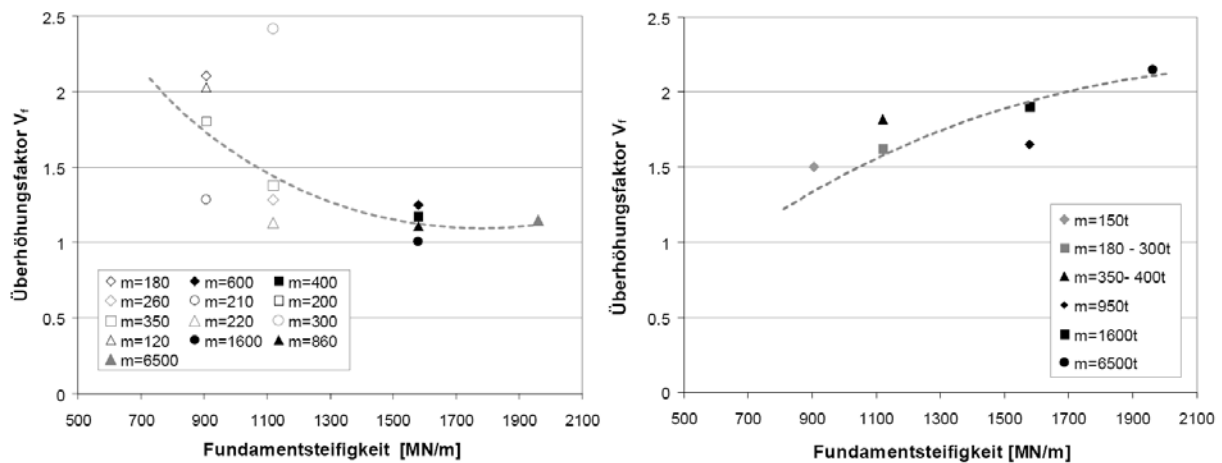


Bild 4.8 *links*: Gemessene Überhöhungsfaktoren im Bereich der Boden- Bauwerkseigenfrequenz in Abhängigkeit von der Bauwerksmasse und der Fundamentsteifigkeit - *rechts*: Rechnerisch abgeschätzte Werte für die Überhöhungsfaktoren, jedoch ohne Berücksichtigung der Einbettung und des Fundamenttyps

Dazu werden die experimentell ermittelten Überhöhungsfaktoren in Abhängigkeit von der Gebäudemasse und einer für das Gebäude abgeschätzten Fundamentsteifigkeit dargestellt (Bild 4.8 - links). Zur Abschätzung der Fundamentsteifigkeit wurden die Messobjekte anhand ihrer Grundfläche in Steifigkeitskategorien eingeteilt. Zum Vergleich werden die aus der Vergrößerungsfunktion für Einmassenschwinger abgeleiteten Überhöhungen gezeigt (Bild 4.8 – rechts). Man kann erkennen, dass die abgeschätzten Faktoren quantitativ im Bereich der Messwerte liegen. Die Abschätzung anhand eines 1-Massenschwinger-Modells mit Dämpfungswerten für ein äquivalentes Kreisfundament zeigt jedoch einen leichten Anstieg der Überhöhungen mit zunehmender Gebäudemasse auf. Die Messwerte hingegen verzeichnen einen gegenläufigen Trend. Demnach zeigen die Messobjekte mit großer Masse höhere Dämpfungswerte auf als rechnerisch abgeschätzt. Eine Ursache dafür liegt bei der Einbettung der großen Gebäudekomplexe in den Baugrund und der damit verbundenen Vergrößerung der Abstrahldämpfung. Im Gegensatz dazu werden die Dämpfungswerte bei kleineren Gebäuden überschätzt. Das liegt vor allem daran, dass die Grundfläche der kleineren Gebäude nicht deren Fundamentfläche entspricht und die Dämpfungswerte daher zu hoch sind.

Anhand der zahlreichen Messergebnisse lassen sich auch Aussagen über das Schwingverhalten der Decken machen. Zusätzlich zu der Aufzeichnung der Erschütterungen infolge Straßen- bzw. Schienenverkehrsanregung wurden zur Bestimmung der Deckeneigenfrequenzen an vielen Geschossdecken Ausschwingversuche durchgeführt. Dadurch ließen sich die Resonanzüberhöhungen bei den zwischen Freifeld- und Deckenpunkten gebildeten Übertragungsfunktionen klar auf Eigenschwingungen im Bereich der ersten Biegeeigenfrequenz zurückführen. Die so bestimmten Überhöhungsfaktoren aller Messobjekte können

somit in Abhängigkeit von Deckenkonstruktion, Spannweite und Gebäudeart betrachtet werden. Zur groben Einschätzung des Deckenschwingverhaltens soll eine Betrachtung der Überhöhungsfaktoren in Abhängigkeit von der Deckeneigenfrequenz dienlich sein. Diese sind in Bild 4.9, links für die gängigen Deckenkonstruktionen und rechts für verschiedene Gebäudetypen dargestellt. Alle Geschossdecken der verschiedenen Konstruktionsarten weisen eine Abnahme der Überhöhungsfaktoren mit zunehmender Deckeneigenfrequenz auf. Da diese vor allem durch die Biegesteifigkeit des Deckenfeldes charakterisiert wird, bestätigen die Messungen auch einen Zusammenhang zwischen der Deckensteifigkeit und der Schwingungsanfälligkeit der Decke. Besonders bei Holzbalkendecken ist dieser Abnahmeeffekt sehr ausgeprägt. Dies ist auf die konstruktionsbedingte, geringe Steifigkeit dieser Decken zurückzuführen. Darauf beruht auch die große Streuung ($V_D = 2 - 22$) der Überhöhungsfaktoren bei Holzbalkendecken. Dämpfungseinflüsse, wie zum Beispiel zusätzliche Massen auf den Decken (Trennwände, schweres Mobiliar etc.), wirken sich daher besonders stark aus. Für Stahlbetondecken wurden Überhöhungsfaktoren von maximal $V_D = 10$ gemessen, im Mittel liegen die Faktoren jedoch bei $V_D = 2.75$.

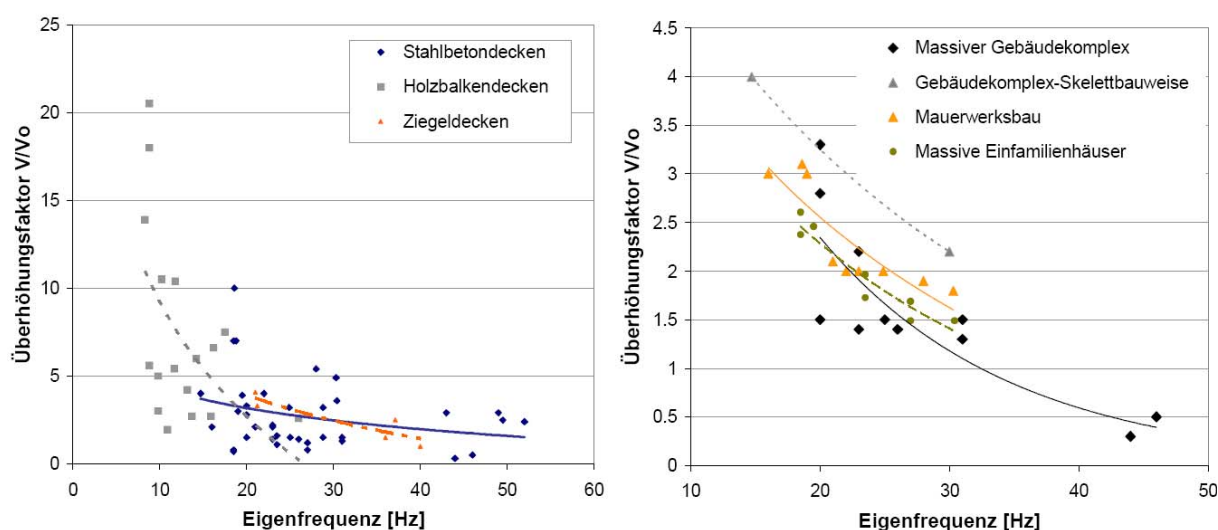


Bild 4.9 *links:* Gemessene Überhöhungsfaktoren im Bereich der Deckenresonanz für verschiedene Deckenkonstruktionen in Abhängigkeit von der experimentell ermittelten Eigenfrequenz - *rechts:* Gemessene Überhöhungsfaktoren im Bereich der Deckenresonanz für verschiedene Gebäudetypen in Abhängigkeit von der ermittelten Eigenfrequenz

Die massiven Gebäudetypen weisen in Bild 4.9 -rechts die geringsten Überhöhungen auf. Da die Überhöhungen bei den weniger ausgesteiften Gebäudetypen, also den Mauerwerks- und Skelettbauten etwas über den Faktoren der massiven Einfamilienhäuser und der massiven Gebäudekomplexe aus Stahlbeton liegen, ist davon auszugehen, dass der Aussteifungsgrad des Gebäudes die Deckenamplituden unabhängig von der Eigenfrequenz der Decke beeinflusst.

Anhaltswerte, in welchem Wertebereich die ermittelten Deckeneigenfrequenzen liegen, lassen sich aus Bild 4.10 ableiten. Darin sind die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen in

Abhängigkeit von der Spannweite der Decke in Haupttragrichtung und von der Konstruktionsart dargestellt. Aufgrund ihrer konstruktionsbedingten geringeren Biegesteifigkeit, weisen die Holzbalkendecken niedrigere Biegeeigenfrequenzen auf als Stahlbetondecken. Allgemein ist für die Konstruktionsarten ein Trend erkennbar, der eine grobe Abschätzung der Deckeneigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Spannweite erlaubt.

Die ermittelten Übertragungsfunktionen geben außerdem Auskunft, ob zusätzliche Bauteileienschwingungen das Schwingverhalten der Geschossdecken dominieren. In Abhängigkeit vom Aussteifungsgrad des Gebäudes werden die Deckenamplituden von Wand und Stützenschwingungen beeinflusst. Daher sollen die zum Teil über die Stockwerke gemittelten Übertragungsfunktionen der Geschossdecken einiger Gebäude näher betrachtet werden. Die Gebäude lassen sich dabei in unterschiedliche Kategorien bezüglich ihrer Massivität und ihres Aussteifungsgrades einteilen.

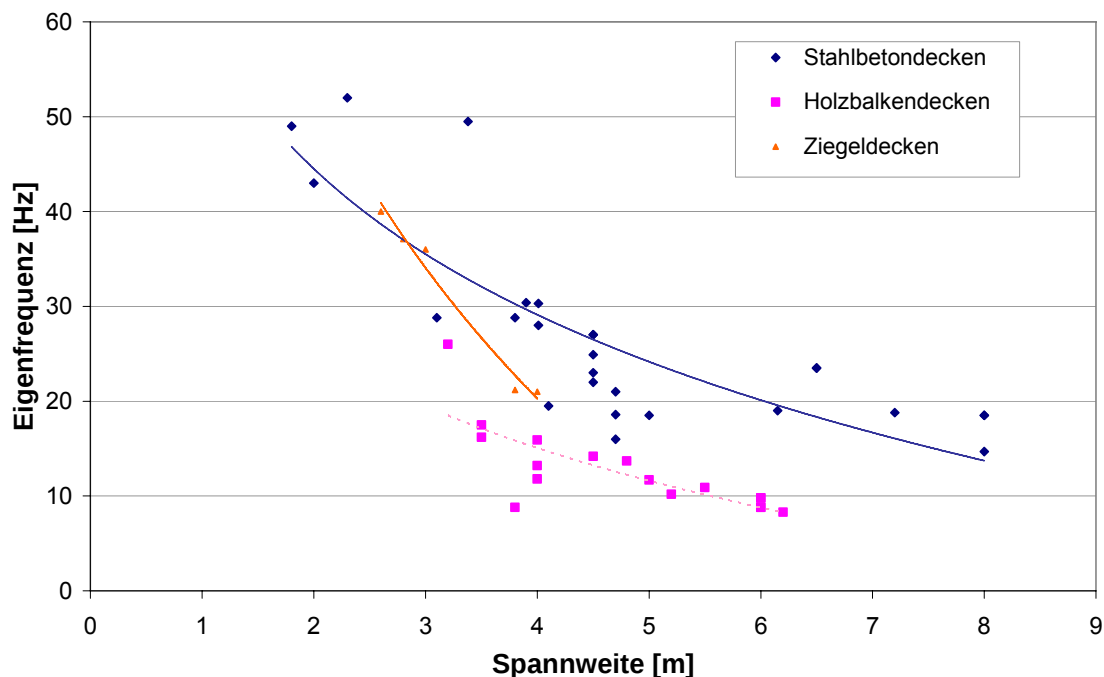


Bild 4.10 Experimentell ermittelte Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Deckenspannweite in Haupttragrichtung der Decke

Bei den untersuchten 2-geschossigen Einfamilienhäusern bestimmen bei allen Kategorien die Gesamtbauwerks- und die Deckeneigenfrequenz das Schwingverhalten der Decke. Die Deckeneigenfrequenzen variieren je nach Spannweite, Deckenmasse und Steifigkeit. Der Überhöhungsfaktor verringert sich aufgrund zunehmender Dämpfung bei den Geschossdecken mit höheren Eigenfrequenzen. Mit Ausnahme des massiven Einfamilienhauses mit Holzbalkendecken liegen die Überhöhungen infolge der Gesamtbewegung des Gebäudes etwa auf dem gleichen Niveau.

Die Deckenschwingungen der komplexeren Gebäude weisen prinzipiell das gleiche Verhalten auf (siehe Bild 4.11). Vor allem bei dem untersuchten massiven, in Stahlbeton erstellten 8-geschossigen Gebäudekomplex weisen die Decken nur geringe weitere Überhöhungen oberhalb der ersten Deckeneigenfrequenz auf. Generell sind die Überhöhungen für diesen Gebäudetyp sehr gering, was auf die hohe Masse zurückzuführen ist. Das in Skelettbauweise errichtete Gebäude hingegen zeigt Resonanzüberhöhungen infolge der Eigenschwingungen von Stützen auf. Diese liegen jedoch weit unterhalb der Überhöhungen infolge der Deckenresonanzen und befinden sich meist oberhalb des relevanten Frequenzbereiches der bei den Messungen und bei Schienenverkehr allgemein auftretenden Erschütterungen. Der Mauerwerksbau weist die größte Überhöhung durch die Deckenresonanzen auf. Dies ist auf die geringere Steifigkeit der Auflager und den weniger steifen Verbund zwischen den Deckenfeldern und den tragenden Wänden zurückzuführen.

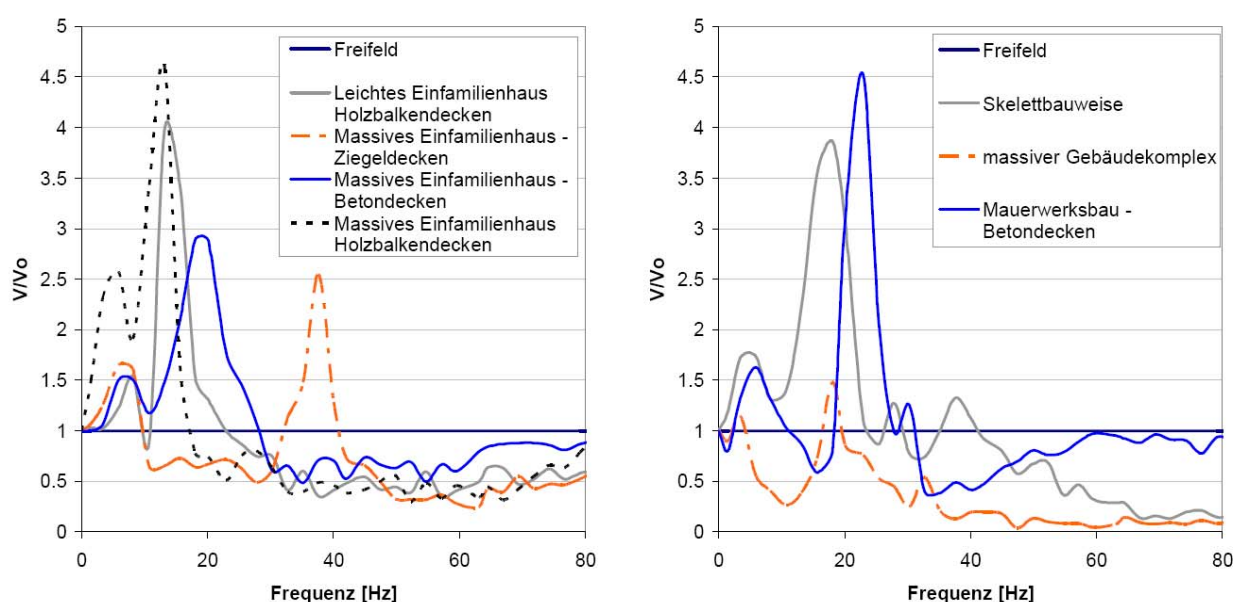


Bild 4.11 Übertragungsfunktionen der Geschossdecken (zum Teil über die Stockwerke gemittelt) von Gebäuden *links*: für verschiedene Kategorien von Einfamilienhäusern - *rechts*: für komplexe Wohn- und Geschäftshäuser

Der Vergleich des Deckenschwingverhaltens bei Gebäuden verschiedener Kategorien zeigt, dass die Schwingungen der Geschoßdecken aller Gebäudetypen vornehmlich von den zwei dominanten Überhöhungen durch Deckeneigenschwingung und Gesamtbauwerksbewegung bestimmt werden. Selbst bei den aufgelösten Bauwerksstrukturen haben die Eigenschwingungen der aufgehenden, tragenden Bauteile nur geringen Einfluss, der zusätzlich außerhalb des Frequenzbereiches der Anregung ist. Durch die Einteilung der Gebäude in von der Massivität und dem Aussteifungsgrad abhängigen Kategorien sowie einer Einteilung der Geschossdecken nach ihrer Konstruktionsart, lassen sich durch die Messwerte Trends und Anhaltswerte zur Abschätzung der Deckeneigenfrequenz und der damit verbundenen Resonanzüberhöhung ableiten.

4.3 Messtechnische Validierung der Einflüsse beim Erschütterungseintrag

4.3.1 Identifikation der Schwingform

Die zentrale Frage bei der Untersuchung des Schwingungsverhaltens eines Gebäudes ist, wie weit die tatsächlichen Bewegungen des Gebäudes von denen der Modellvorstellung abweichen. Die gute Übereinstimmung der Gesamtbauwerksresonanzen mit den für Vertikal-schwingungen abgeschätzten Werten zeigt dabei, dass die Annahme, ein Gebäude führt bei Anregungen durch Erschütterungen zum größten Teil rein vertikale Bewegungen aus, richtig ist. Demnach sollte der Kippschwingungsanteil eher gering sein.

Durch entsprechende Anordnung der Messaufnehmer an den Gebäudefundamenten lassen sich Informationen über die dominante Schwingform des untersuchten Gebäudes gewinnen. Dazu werden die ermittelten Übertragungsfunktionen für Fundamentpunkte am, in Ausbreitungsrichtung der Erschütterungen gesehen, vorderen und hinteren Rand und in der Mitte der Sohlplatte untersucht. Von einer Kippbewegung kann dann ausgegangen werden, wenn die Mitte der Fundamentplatte nur geringe Schwingungen auftreten, während die Ränder der Platte Resonanzüberhöhungen aufweisen.

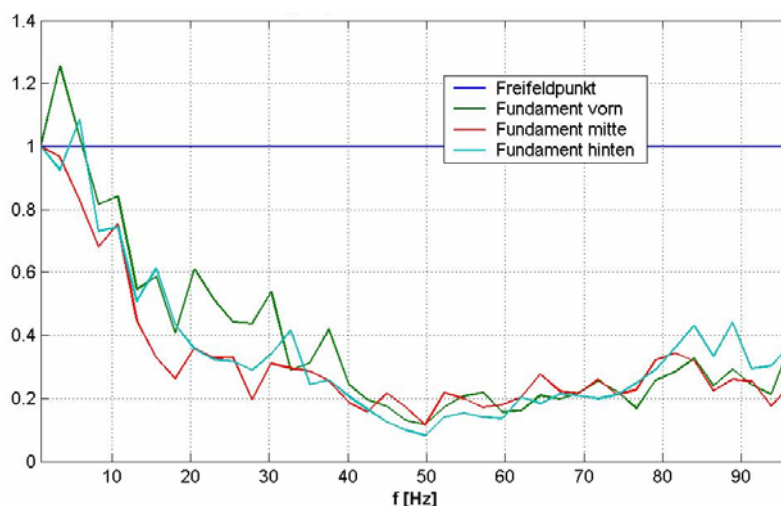


Bild 4.12 Beispiel für Kippschwingungen eines Gebäudekomplexes – Übertragungsfunktionen von Punkten am Rand und in der Mitte der Fundamentplatte

Speziell bei den untersuchten mehrstöckigen Wohn- und Bürogebäuden konnten auf diese Weise Kippschwingungen festgestellt werden (siehe Bild 4.12). Dennoch stimmen die Abschätzungen zu den Gesamtbauwerkseigenfrequenzen unter Voraussetzung von reinen Vertikalbewegungen überein. Bei Einfamilienhäusern hingegen lassen sich keine Kippbewegungen identifizieren. Dies hat zwei mögliche Ursachen: Zum einen kann die Gründung der Einfamilienhäuser eine solche Flexibilität besitzen, so dass die Fundamente der Wellenbewegung des Baugrundes folgen. Diese Fähigkeit wird durch eine Einbettung der Fundamente verringert. Zum anderen kann die Wellenlänge der Erschütterungen so groß sein, dass die Einfamilienhäuser mit geringer Grundfläche komplett von einem Wellenberg angehoben werden und somit keine Anregung der Kippbewegungen erfolgt. In diesem Fall wäre der Phasenunterschied zwischen zwei ungestörten Freifeldpunkten, die in gleichem Abstand voneinander entfernt sind wie die untersuchten Fundamentpunkte, sehr klein. Die Auswer-

tung der simultan aufgezeichneten Schwingbewegungen dieser Bodenpunkte und der Vergleich mit den ebenfalls simultan ermittelten Schwinggeschwindigkeitszeitverläufen der Fundamentpunkte zeigen einen deutlichen Phasenunterschied (siehe Bild 4.13).

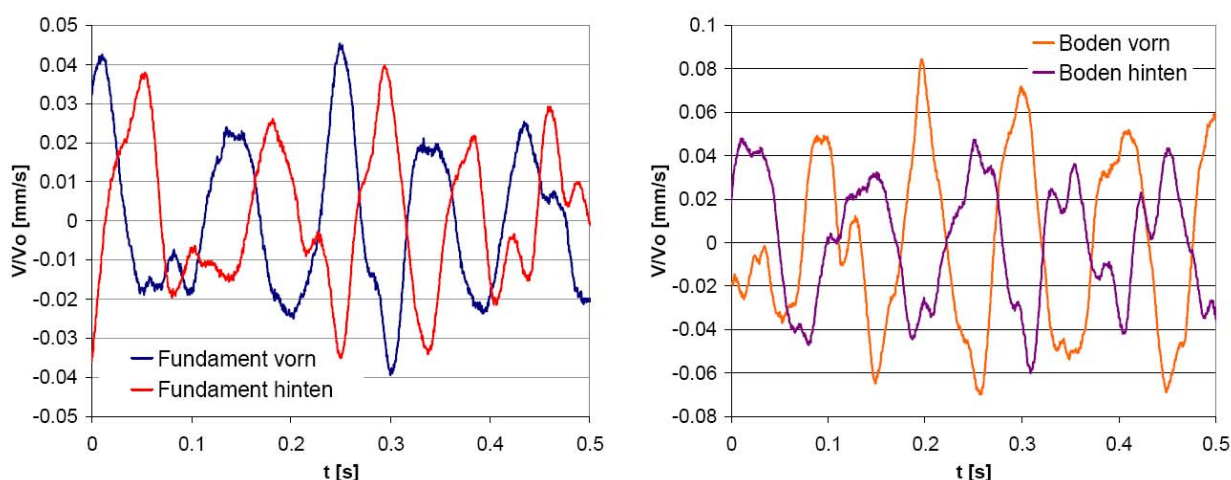


Bild 4.13 Beispiel für den zwischen jeweils im gleichen Abstand voneinander entfernten Fundament- und Bodenpunkten festgestellten Phasenunterschied in den gemessenen Schwinggeschwindigkeitszeitverläufen eines Einfamilienhauses.

Damit wird deutlich, dass die Sohlplatten der untersuchten Einfamilienhäuser aufgrund ihrer geringen Steifigkeit den Wellenbewegungen der Erschütterungen im Baugrund folgen. Dies führt zu einer phasenverschobenen Anregung der Fundamente, jedoch nicht zur Ausbildung von Kippschwingungen. Der Vergleich der aus den Antwortspektren der Deckenpunkte ermittelten Eigenfrequenzen mit den durch Impulsanregung bestimmten Werten zeigt, dass die Geschossdecken sowohl bei der Wellenfeldanregung als auch bei der Anregung durch einen Impuls direkt auf dem Bauteil in der gleichen Eigenform schwingen. Das bedeutet, dass trotz der phasenverschobenen Anregung der Fundamente keine antimetrischen Eigenformen angeregt werden. Allerdings kann es, wie in Abschnitt 3.4.4 gezeigt, durch die Phasenverschiebung zu einer Verminderung der Resonanzüberhöhungen im Bereich der Deckeneigenfrequenz kommen.

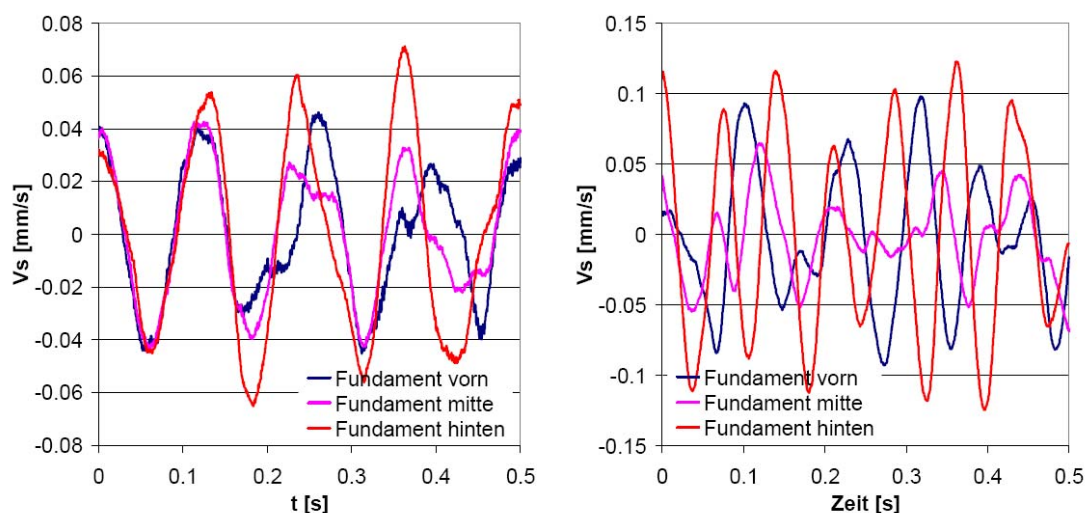


Bild 4.14 *links*: geringer Phasenunterschied an den Fundamentpunkten eines nicht eingebetteten Gebäudekomplexes – *rechts*: Phasenunterschied an den Fundamentpunkten eines eingebetteten Gebäudes

Wie bereits erwähnt, kommt es infolge der Einbettung des Gebäudes zu einer stärker phasenverschobenen Anregung der Fundamentpunkte. Dieser Effekt konnte auch bei den durchgeführten Messungen beobachtet werden (siehe Bild 4.14).

Anhand der messtechnischen Untersuchungen konnte die Komplexität des Schwingverhaltens der analysierten Gebäude verdeutlicht werden. Trotz eines deutlichen Kippschwinganteils bei den untersuchten Gebäudekomplexen sowie einer phasenverschobenen Anregung der Fundamente von den untersuchten Einfamilienhäusern zeigt der Vergleich der Gebäudeantwort eine gute Übereinstimmung mit der vereinfachten Modellvorstellung.

4.3.2 Untersuchungen zum Einfluss der Einbettung des Gebäudes

Neben dem angestrebten Vergleich der rechnerisch abgeschätzten Steifigkeits- und Dämpfungswerte und der auf ein 1-Massenschwinger-Modell bezogenen, gemessenen Werte, bietet sich ein direkter Vergleich zweier Einfamilienhäuser (unterkellert und nicht unterkellert) an. Beide Gebäude besitzen annähernd die gleiche Grundfläche und Masse. Außerdem befinden sich beide Häuser in unmittelbarer Nachbarschaft, so dass von gleichen Bodenverhältnissen ausgegangen werden kann.

In Bild 4.15 sind Vergrößerungsfunktionen von 1-Massenschwinger Modellen abgebildet, denen die abgeschätzten Steifigkeits- und Dämpfungswerte für beide Häuser zugrunde gelegt worden sind. Zusätzlich sind die bei den Messungen ermittelten Übertragungsfunktionen der Fundamentpunkte beider Gebäude, bezogen auf einen ungestörten Freifeldpunkt, abgebildet. Wie dem Diagramm zu entnehmen ist, beeinflusst die Einbettung die Fundamentsteifigkeit nur gering. Die Gesamtbauwerksresonanz verschiebt sich mit der Einbettung nicht. Die Erhöhung der Dämpfung infolge der Einbettung ist jedoch sehr groß, so dass die Resonanzüberhöhungen im Bereich der Boden-Bauwerks-Eigenfrequenz bei dem eingebetteten Gebäude deutlich kleiner sind als bei dem Haus ohne Einbindung in den Baugrund.

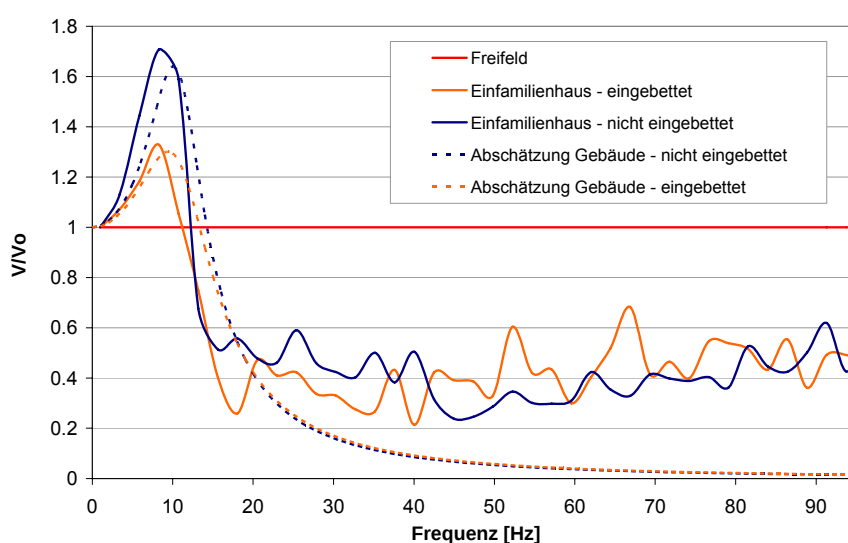


Bild 4.15

Gemessene Übertragungsfunktionen Freifeld-Fundamentpunkte eines in den Baugrund eingebetteten und eines nicht eingebetteten Einfamilienhauses. Zum Vergleich sind die mit rechnerisch abgeschätzten Werten für die jeweiligen Fundamentsteifigkeiten und Dämpfungswerte ermittelten Vergrößerungsfunktionen dargestellt.

Die gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen Übertragungsfunktionen und den rechnerisch ermittelten Vergrößerungsfunktionen erlaubt eine Rückrechnung der Messungen auf Steifigkeits- und Dämpfungswerte der jeweiligen eingebetteten und nicht eingebetteten Fundamente mit der Methode nach [28]. Die so ermittelten Steifigkeitswerte sind infolge der Einbettung um ca. 16 % größer, die Dämpfungswerte steigen sogar um ca. 68 % an.

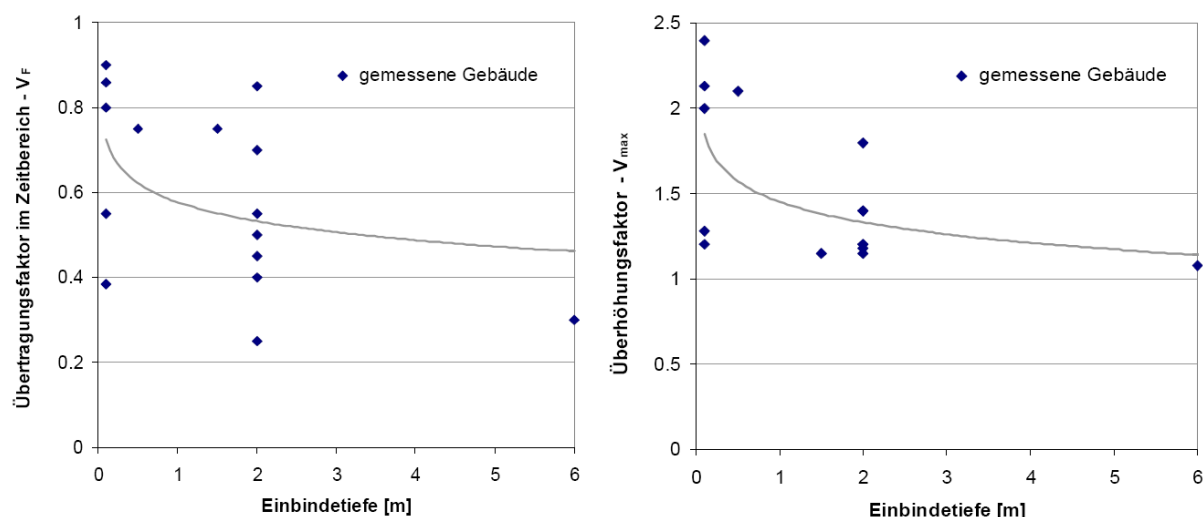


Bild 4.16 *links:* Gemessene Übertragungsfaktoren an den Fundamentpunkten aller untersuchter Gebäude in Abhängigkeit von der Einbettung des betrachteten Gebäudes - *rechts:* Resonanzüberhöhungen im Bereich der Gesamtbauwerkseigenfrequenz aus den gemessenen Übertragungsfunktionen für die Fundamentpunkte aller untersuchter Gebäude in Abhängigkeit von der Einbettung des betrachteten Gebäudes

Betrachtet man die Abhängigkeit der Erschütterungsübertragung in alle untersuchten Gebäude, so lässt sich für diese, unabhängig von der Bauwerksmasse oder Steifigkeit, feststellen, dass sowohl die Übertragungsfaktoren im Zeitbereich (siehe Bild 4.16 – links) als auch die Überhöhungen aus den Übertragungsfunktionen im Frequenzbereich (siehe Bild 4.16 – rechts) mit zunehmender Einbettung des Gebäudes kleiner werden.

4.4 Untersuchung der Einflüsse bei der Erschütterungsweiterleitung

4.4.1 Einfluss der Höhenlage im Gebäude auf die Deckenschwingungen

Zur messtechnischen Abschätzung des Einflusses der Gebäudehöhe auf die Schwingungen von Geschoßdecken können die aufgezeichneten Schwingungsamplituden an Wand, Stützen und Deckenpunkten mehrerer untersuchter, mehrgeschossiger Gebäude mit regelmäßigem Grundriss herangezogen werden. Dazu sind exemplarisch die Zeitverläufe der Effektivwerte für die gemessenen Schwinggeschwindigkeitsverläufe an Wandpunkten und Deckenmitten dargestellt (Bild 4.17).

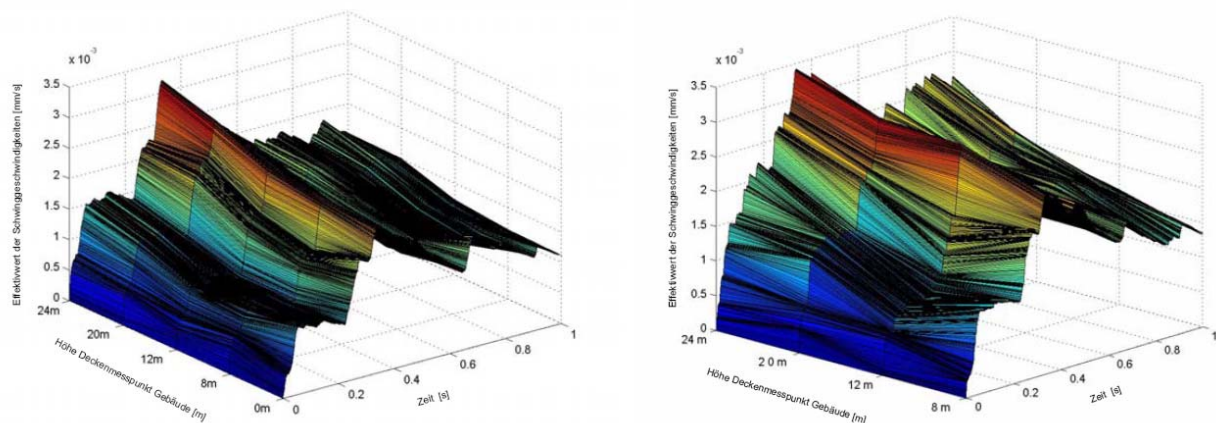


Bild 4.17 Zeitverläufe der Effektivwerte von gemessenen Schwingungsamplituden in Abhängigkeit von der Höhenlage im Gebäude – links: an Wandpunkten – rechts: an Deckenmitten

Bei diesem untersuchten 8-geschossigen Gebäude werden die Schwingungsamplituden mit zunehmender Höhenlage verstärkt. Dieser Effekt wurde auch an den anderen überprüften Gebäuden festgestellt, unabhängig vom betrachteten Bauwerkstypus.

Zur näheren Betrachtung sollen die bei Messungen an unterschiedlichen Bauwerkstypen ermittelten Übertragungsfunktionen der Decken-, Wand- und Stützenpunkte herangezogen werden. Dazu werden die Resonanzamplituden der Geschossdecken sowie die Gesamtbauwerksbewegungen in Abhängigkeit von der Höhenlage dargestellt (siehe Bild 4.18). Die Überhöhungsfaktoren sind hierbei auf den Wert des untersten Punktes der Messkette bezogen. Aus dieser Darstellung lässt sich entnehmen, dass eine Zu- bzw. Abnahme der Deckenschwingungen abhängig vom Grad der Gebäudeaussteifung ist. Das massive Gebäude zeigt einen starken Zuwachs der Resonanzüberhöhungen mit zunehmender Höhenlage an, während die höher gelegenen Decken des Mauerwerksbaus weniger zu Eigenschwingungen angeregt werden, als die unteren Geschossdecken. Im Gegensatz dazu werden die Gesamtbauwerksbewegungen beim Mauerwerksbau in hohem Maße mit der Höhenlage im Gebäude verstärkt. Dieser Effekt ist bei den massiven Betongebäuden sowie bei den in Skelettbauweise erstellten Gebäuden nicht so ausgeprägt.

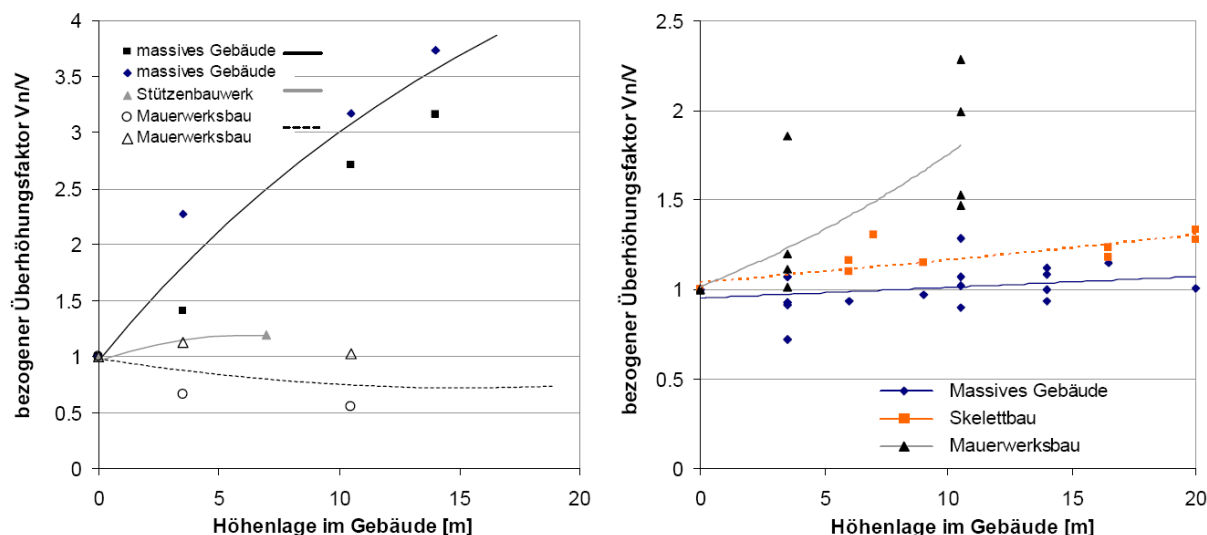


Bild 4.18 *links:* Bezogene, an Deckenpunkten verschiedener Gebäude gemessene Resonanzamplituden der Geschossdecken in Abhängigkeit von ihrer Höhenlage im Bauwerk – *rechts:* Bezogene, an verschiedenen Gebäuden gemessene Gesamtbauwerksbewegungen in Abhängigkeit von ihrer Höhenlage im Bauwerk

Da das Mauerwerk eine geringere Steifigkeit besitzt als Stahlbeton, ist davon auszugehen, dass die tragenden Mauerwerkswände im Zusammenhang mit der Gesamtbauwerksbewegung stärker zu elastischen Schwingungen angeregt werden als die steiferen aufgehenden Bauteile aus Beton. Im Gegensatz dazu führt die geringere Steifigkeit der Mauerwerkswände zu einer Abminderung der Deckenamplituden mit der Gebäudehöhe. Diese Ergebnisse bestätigen die in Abschnitt 3.4.3 vorgestellten Resultate der Variationsrechnungen. Diese zeigen ähnliche Trends in Abhängigkeit von der Steifigkeit der aussteifenden Wände.

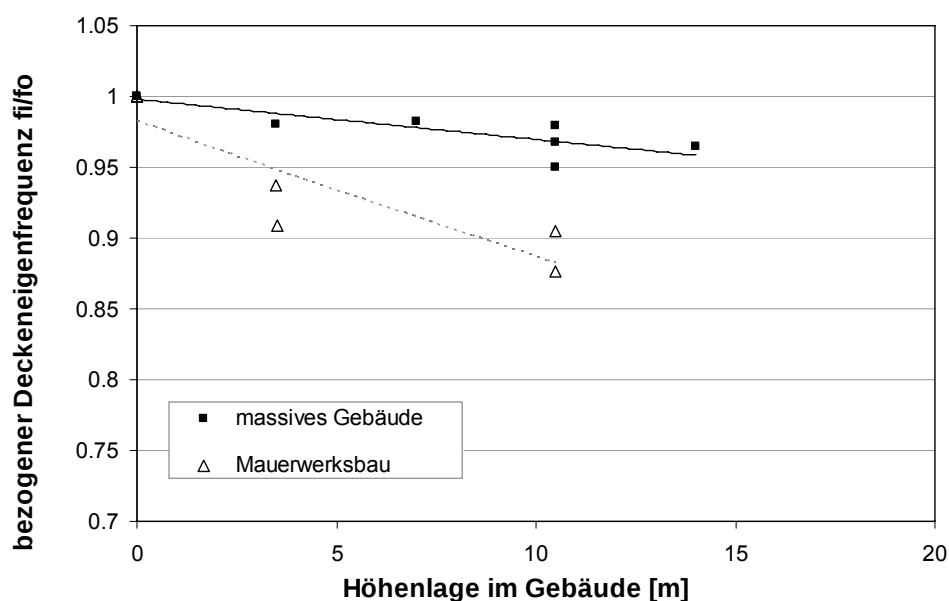


Bild 4.19 Messtechnisch ermittelte Abnahme der Deckeneigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Höhenlage im Gebäude

Der Steifigkeitsunterschied zwischen den Mauerwerkswänden und denen aus Stahlbeton lässt sich zusätzlich durch die, mit der Gebäudehöhe verbundenen, Abnahme der Deckeneigenfrequenzen illustrieren (siehe Bild 4.19). Diese ist im Falle einer geringen Steifigkeit der tragenden Wände stärker ausgeprägt als für Wände mit größerer Steifigkeit. Auch in dieser Hinsicht korrespondieren die experimentellen Ergebnisse mit denen der numerischen Variationsrechnungen.

4.5 Empirische Dämpfungswerte für Geschosdecken

Bei der experimentellen Untersuchung des Schwingungsverhaltens eines Bauwerkes bieten sich auch Untersuchungen zum Dämpfungsverhalten bei der Erschütterungsübertragung innerhalb des Gebäudes an. Speziell für die zu einer Beurteilung nach DIN 4150-2 interessierenden Deckenschwingungen können die Dämpfungswerte mit unterschiedlichen Methoden messtechnisch bestimmt werden. Je nach Art der Bestimmung werden auch unterschiedliche Arten der Dämpfung bei der Ermittlung der Werte berücksichtigt. Bei der praktikabelsten Methode wird nach Anregung durch einen Impuls direkt auf dem Bauteil das Ausschwingverhalten einer Geschosdecke im Zeitbereich ausgewertet. Durch die direkte Impulsanregung auf dem Bauteil werden alle, innerhalb des Gebäudes wirkenden Dämpfungsmechanismen, d.h. die Mechanismen infolge der Materialdämpfung des primär angeregten Bauteils und der den Impuls weiterleitenden Bauteile sowie die Mechanismen infolge der Strukturdämpfung, aktiviert.

Aus der resultierenden Abklingkurve (Bild 4.5a) lässt sich das logarithmische Dekrement bestimmen, aus dem sich wiederum das Dämpfungsmaß ableiten lässt (F 4.2).

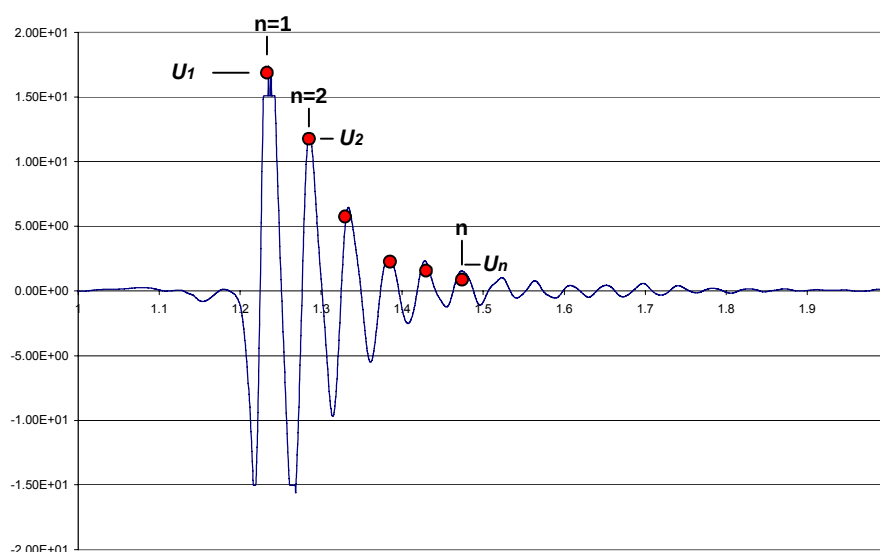


Bild 4.20 Ermittelte Abklingkurve einer Geschosdecke

Dämpfungsmaß aus Abklingkurve

$$D = \frac{\ln \frac{u_1}{u_n}}{n \cdot 2\pi} \quad [F 4.2]$$

Auf diesem Wege sind bei allen untersuchten Gebäuden Dämpfungswerte für zahlreiche Geschosdecken ermittelt worden. Diese sind in Bild 4.21 in Abhängigkeit von der Deckeneigenfrequenz dargestellt. Man erkennt, dass die Dämpfung mit der Eigenfrequenz der Decke ansteigt. Berücksichtigt man, dass die Deckeneigenfrequenzen neben Geometrie und

Masse vor allem durch die Biegesteifigkeit des Deckenabschnittes bestimmt werden, lässt sich auch ein Zusammenhang zwischen Biegesteifigkeit und Dämpfungsmaß ableiten. Außerdem wird ersichtlich, dass Holzbalkendecken generell höhere Dämpfungswerte aufweisen. In Bild 4.22 wird die Abhängigkeit von der Deckeneigenfrequenz zusätzlich für verschiedene Gebäudetypen und damit für verschiedene Aussteifungsgrade des Gebäudes dargestellt.

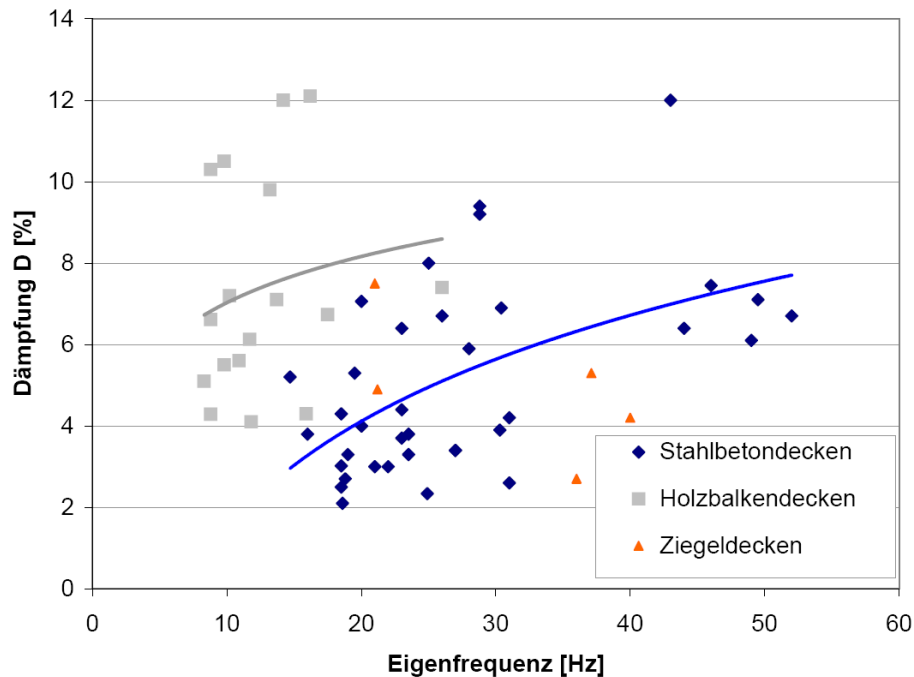


Bild 4.21

Ermittelte Dämpfungswerte in Abhängigkeit vom den Eigenfrequenzen der Geschossdecken für verschiedene Deckenkonstruktionen

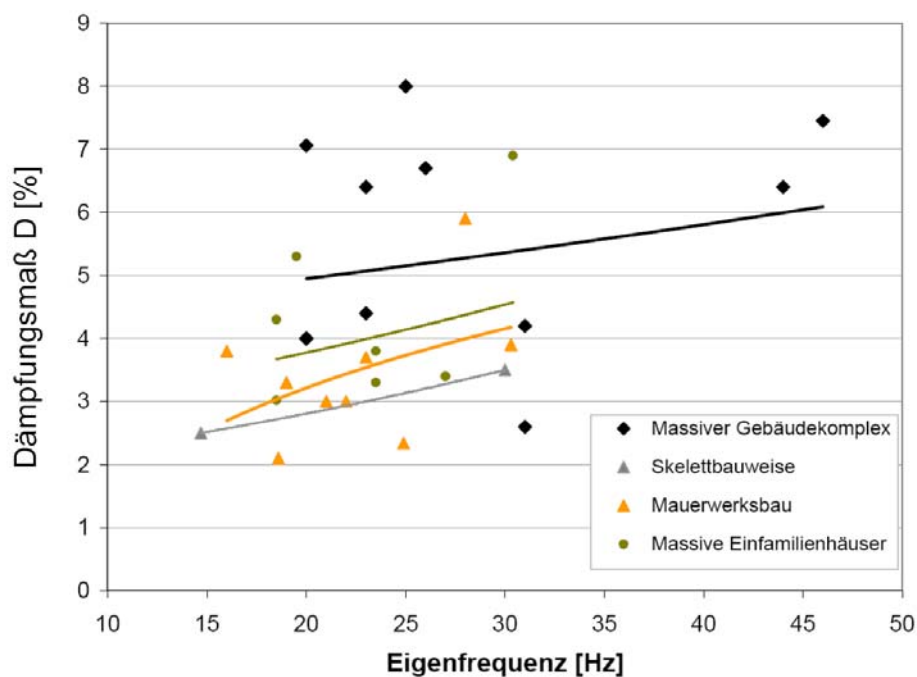


Bild 4.22

Ermittelte Dämpfungswerte in Abhängigkeit vom den Eigenfrequenzen der Geschossdecken für verschiedene Bauwerkstypen

Das Dämpfungsmaß für Holzbalkendecken variiert zwischen 4 % und 12 %. Für Stahlbetondecken sind Werte zwischen 2 % und 9 % ermittelt worden. Bei Ziegeldecken liegen die Werte etwa in dem Bereich der Stahlbetondecken, jedoch existieren zu wenige Messwerte, um für diese Konstruktionsart genauere Aussagen über die Abhängigkeit von deren Eigenfrequenz treffen zu können. Die in Bild 4.9 dargestellten Abhängigkeiten der Resonanzüberhöhungen der Decken von dem Aussteifungsgrad des Gebäudes spiegeln sich auch bei der Betrachtung der bei verschiedenen Gebäudetypen ermittelten Dämpfungswerte von Stahlbetondecken wider. Wenig ausgesteifte Bauwerkstypen, wie Skelett- und Mauerwerksbauten, weisen dabei geringere Dämpfungswerte auf als massivere Strukturen. Die in Bild 4.9 festgestellten geringeren Deckenresonanz- Überhöhungen bei massiveren Bauwerken resultieren daher aus der größeren Dämpfung der Struktur.

Im Hinblick auf die in Abschnitt 4.4.1 untersuchte Abhängigkeit von der Höhenlage ist außerdem die Betrachtung einer Veränderung der Dämpfungswerte mit zunehmender Höhenlage von Interesse. Die in Bild 4.23 in Abhängigkeit von der jeweiligen Höhenlage im Gebäude dargestellten, mittels Impulsanregung ermittelten, Dämpfungswerte vergrößern sich mit zunehmender Stockwerksanzahl. Die Zunahme der Dämpfung ist dabei auf die mit zunehmender Gebäudehöhe größer werdende Strukturdämpfung zurückzuführen. Sie vergrößert sich, da die Anzahl lastabtragender Bauteile mit der Gebäudehöhe ansteigt.

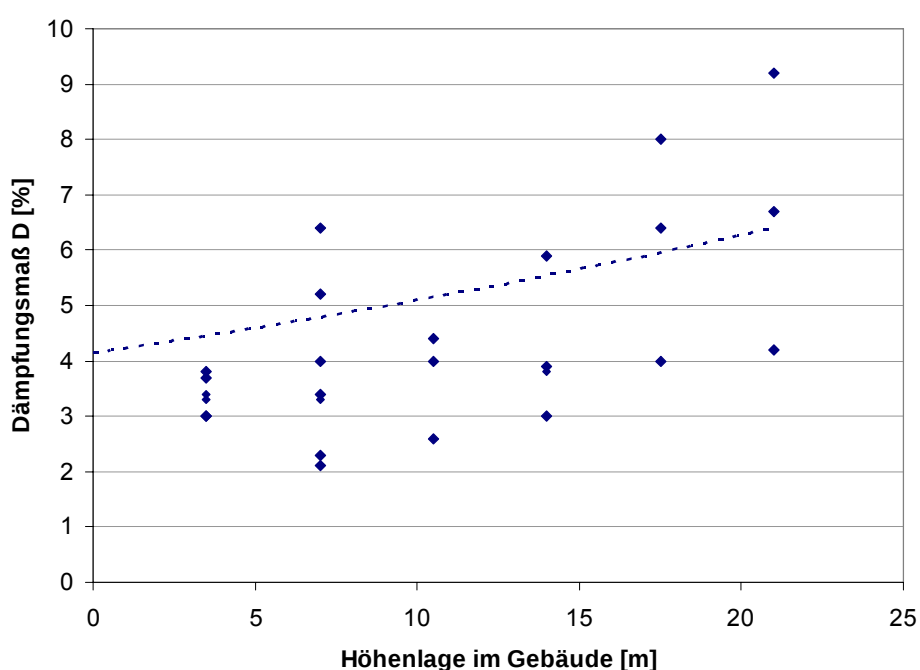


Bild 4.23 Gemessene Dämpfungswerte in Abhängigkeit der jeweiligen Höhenlage im Gebäude

Dieser Effekt wird auch bei Messungen deutlich, bei denen der Einfluss zusätzlicher Massen auf den Geschossdecken untersucht worden ist. Hierzu wurden Messungen an einem sich im Bau befindlichen Gebäudekomplex durchgeführt. Während die oberen Stockwerke noch nicht mit Trennwänden aus Gipskartonplatten ausgebaut waren, war der Trockenausbau in

den unteren Stockwerken bereits abgeschlossen. Somit konnten die Dämpfungswerte der Deckenfelder mit identischen Abmessungen und Lagerungsbedingungen (verifiziert durch die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen) miteinander verglichen werden. Obwohl durch die zusätzlichen Massen der Trennwände auf den Deckenfeldern höhere Dämpfungswerte zu erwarten sind, wurden geringere Dämpfungswerte als bei den Decken ohne diese Trennwände festgestellt. Die Zunahme infolge der vergrößerten Strukturdämpfung überwiegt demnach gegenüber dem Dämpfungszuwachs infolge der zusätzlichen Massen. Dieser Umstand wird auch durch zusätzliche Auswertungen bestätigt, bei denen andere Methoden der Dämpfungsermittlung angewendet wurden und die es ermöglichen, das Dämpfungsmaß der Decke unabhängig vom Rest des Gebäudes zu betrachten. Dazu werden die zwischen der Deckenmitte und den Auflagerpunkten ermittelten Übertragungsfunktionen herangezogen (siehe Bild 4.24).

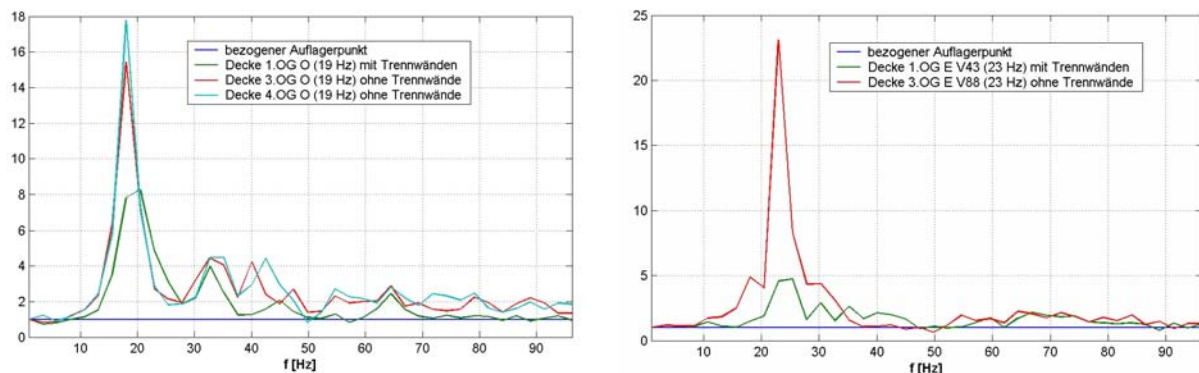


Bild 4.24 Übertragungsfunktionen zwischen Deckenpunkt und einem Auflagerungspunkt gleicher Höhenlage für Deckenfelder mit und ohne zusätzliche Massen eines Gebäudes
links: Decke I, rechts: Decke II

Betrachtet man die Übertragungsfunktionen vereinfacht als Vergrößerungsfunktion eines Einmassenschwingers (siehe F 4.3), so lässt sich daraus das Dämpfungsmaß zurückrechnen (F 4.4).

Vergrößerungsfunktion 1-Massenschwinger
$$V = u/u_0 = \sqrt{\frac{1 + (2D)^2}{(1 - f/f_0)^2 + (2D)^2}} \quad [F 4.3]$$

Dämpfungsmaß aus Vergrößerungsfunktion
$$D = \frac{V_0}{2V_{\max}} \quad [F 4.4]$$

Eine weitere Methode zur experimentellen Bestimmung der Dämpfungswerte ist die so genannte Bandbreitenmethode (*Half-Power* oder *Bandwith Method*) [25]. Hierbei werden ebenfalls die ermittelten Übertragungsfunktionen herangezogen. Die Breite des Peaks für Überhöhungen infolge der Deckenresonanzen gibt Aufschluss über das Dämpfungsmaß (siehe Bild 4.25). Das Dämpfungsmaß ergibt sich dabei nach Formel F 4.5.

Dämpfungsmaß aus
Bandbreitenmethode

$$D = \frac{f_2 - f_1}{f_1 + f_2}$$

[F 4.5]

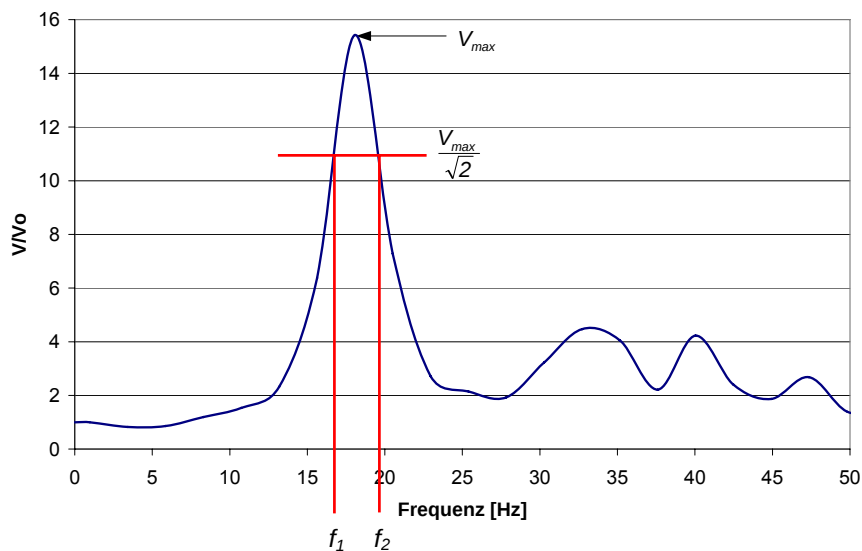


Bild 4.25 Exemplarische Bestimmung des Dämpfungsmaßes aus Übertragungsfunktionen mit Hilfe der Bandbreitenmethode

Die mit den unterschiedlichen Methoden ermittelten Dämpfungswerte sind zum Vergleich in Bild 4.26 dargestellt.

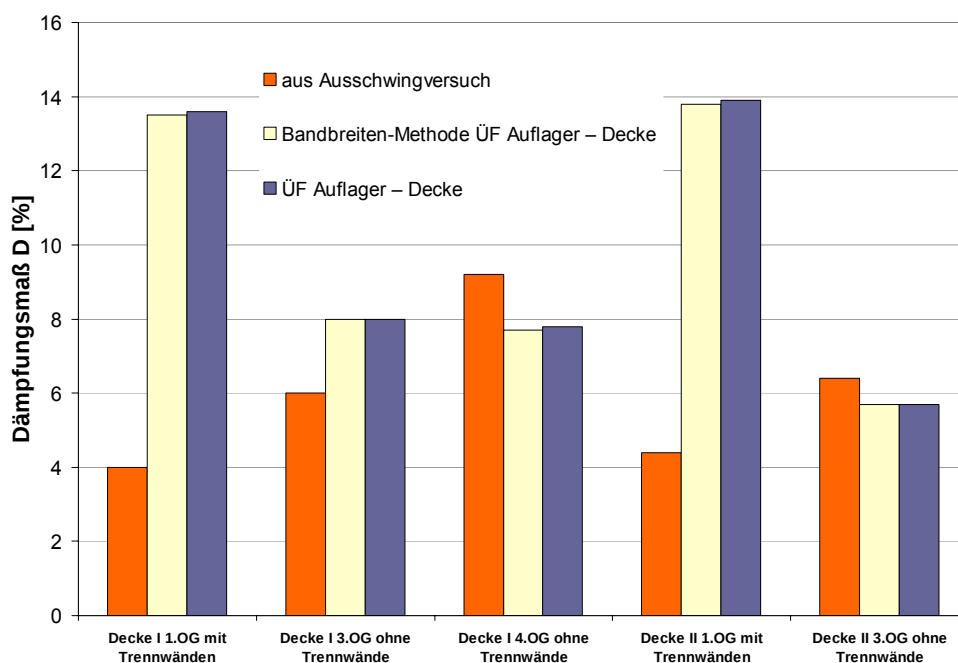


Bild 4.26 Mit unterschiedlichen Methoden bestimmte Dämpfungswerte für die untersuchten Geschossdecken

Die ermittelten Dämpfungswerte an den Geschossdecken im 1. Obergeschoss unterscheiden sich dabei stark. Da die Geschossdecke bei der Dämpfungsermittlung mittels Ausschwingversuchs nicht als entkoppelt zu betrachten ist, kommt es zu diesen Unterschieden. Die Dämpfungswerte, bei denen allein das Deckenfeld, nicht jedoch das gesamte Gebäude, berücksichtigt wird, zeigen einen deutlichen Einfluss der zusätzlichen Massen infolge der Trennwände. Die Werte, die das Dämpfungsverhalten des Gesamtgebäudes erfassen, bestätigen hingegen den erwähnten Anstieg der Strukturdämpfung mit zunehmender Höhenlage im Gebäude.

Mit Ausnahme der Decken, bei denen sich der Dämpfungsgrad infolge der zusätzlichen Massen erhöht, stimmen die ermittelten Dämpfungsgrade gut mit den mittels Ausschwingversuchs ermittelten Werten überein. Allerdings bestätigt sich nicht die Annahme, dass, indem bei der Ermittlung infolge der Impulsanregung das Dämpfungsverhalten des gesamten Gebäudes erfasst wird, die so ermittelten Dämpfungswerte auch größer sind, da sie sowohl Dämpfungsanteile des Gesamtgebäudes sowie der einzelnen zu Schwingungen angeregten Decke berücksichtigen. Möglicherweise ist die bei der Impulsanregung der Decke eingetragene Energie zu gering, um alle relevanten Dämpfungsmechanismen des Gesamtgebäudes zu aktivieren, wie es bei der Anregung durch Schienenverkehrserschütterungen der Fall ist.

Dennoch konnten durch die messtechnischen Untersuchungen wichtige Anhaltswerte für die Bestimmung der Dämpfung von Geschossdecken bestimmt werden. Zusätzlich lassen sich Abhängigkeiten der Dämpfung von der Steifigkeit und Konstruktionsart, der Höhenlage im Gebäude sowie von einer zusätzlichen Auflast erfassen.

5. Vorstellung eines praxisnahen Verfahrens für die Immissionsprognose

Trotz zahlreicher Nichtlinearitäten und verschiedenster Effekte beim Schwingungsverhalten eines Gebäudes lässt sich dieses durch ein einfaches Starrkörpermodell erfassen. Die vorangegangenen Kapitel haben gezeigt, dass die Gebäudeschwingungen, speziell die relevanten Deckenschwingungen, hauptsächlich von zwei Resonanzüberhöhungen dominiert werden (siehe Bild 5.1). Durch ein Zweimassen-Modell können die auftretenden Phänomene daher ausreichend genau beschrieben werden. Dennoch ist es dabei notwendig, die untersuchten relevanten Effekte zu berücksichtigen. Dies kann mit Hilfe von dimensionslosen Korrekturfaktoren erfolgen, die mit Hilfe der vorangegangenen Untersuchungen abgeleitet werden können.

Zunächst soll das analytisch lösbare 2-Massen-Modell sowie die vier, aus Kenntnissen über das Schwingungsverhalten von Gebäuden abgeleiteten und zur Beschreibung des Modells notwendigen, Steifigkeits- und Dämpfungsparameter (k_B , c_B , k_D sowie c_D) vorgestellt werden. Im Folgenden werden die zur Ermittlung der Steifigkeits- und Dämpfungswerte erforderlichen Eingabeparameter und deren Relevanz für die Immissionsprognose dargestellt.

Mit Hilfe der aus den durchgeführten rechnerischen und messtechnischen Untersuchungen sowie den aus der Literatur abgeleiteten Korrekturfaktoren werden Hinweise zur Ermittlung der Kenngrößen für das 2-Massen-Modell gegeben.

Ziel des Verfahrens ist die Ermittlung einer Übertragungsfunktion für die jeweils betrachtete Geschossdecke. Die Multiplikation der ermittelten Übertragungsfunktion mit einem entsprechenden Anregungsspektrum beschreibt die Schwingungsantwort auf diese Anregung im Frequenzbereich. Aus dem so berechneten Antwortspektrum lassen sich dann Effektivwerte bestimmen, die zu einer Bewertung der prognostizierten Erschütterungen, bspw. nach DIN 4150-2, herangezogen werden können.

Zur Berücksichtigung eventueller Fehler wird am Ende dieses Kapitels ein Verfahren vorgestellt, mit dem verschiedene Variationen der Eingangsgrößen bei der Ermittlung der resultierenden, für eine Bewertung verwendeten Effektivwerte, einbezogen werden können.

5.1 Ableitung des 2-Massen- Modells

Die das Schwingungsverhalten von Geschossdecken beschreibenden Übertragungsfunktionen weisen üblicherweise zwei dominante Resonanzüberhöhungen auf. Diese Überhöhungen lassen sich auf die angeregte Deckeneigenfrequenz und die Gesamtbauwerkseigenfrequenz zurückführen. Die untersuchten relevanten Einflussgrößen auf das Schwingungsverhalten bestimmen dabei den Frequenzbereich dieser Resonanzüberhöhungen sowie den zugehörigen Vergrößerungsfaktor (siehe Bild 5.1).

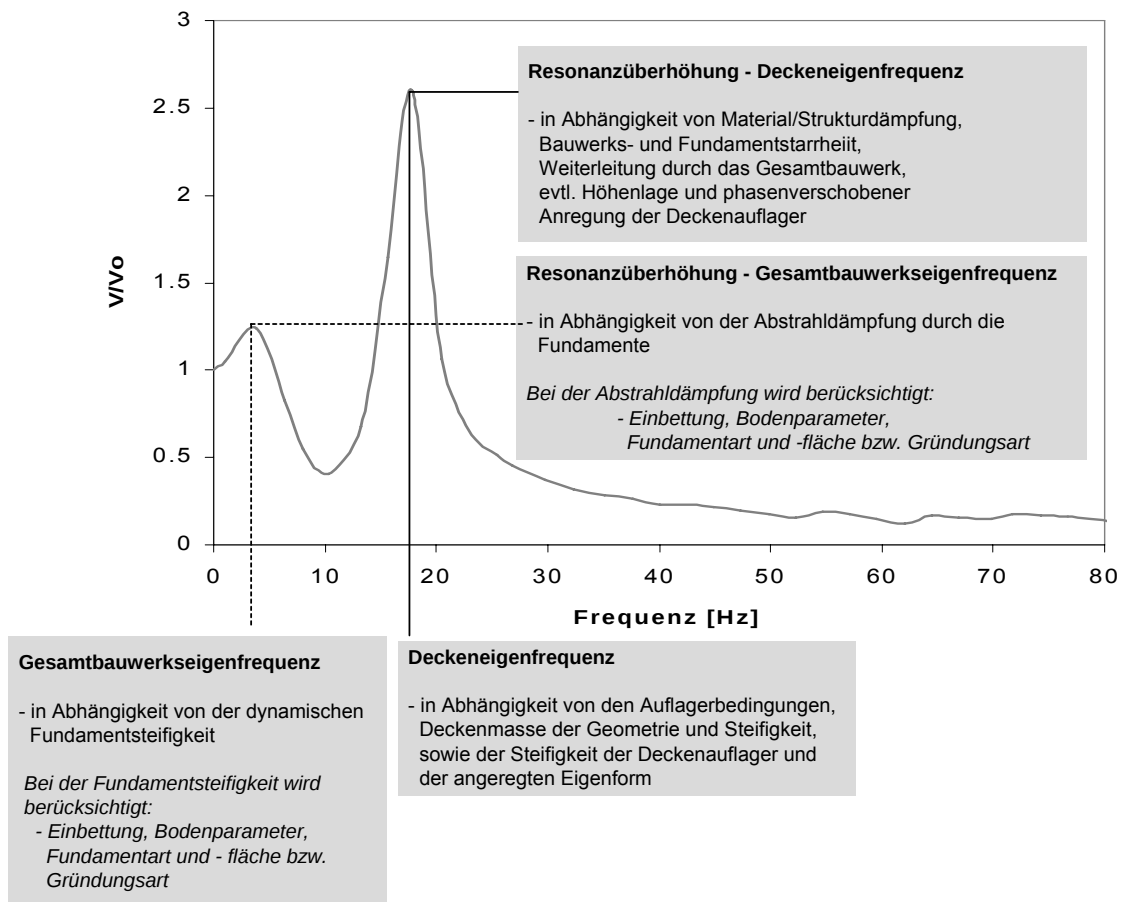


Bild 5.1 Übertragungsfunktion einer Geschossdecke – charakteristische Kennwerte zur Beschreibung des Schwingungsverhaltens und die damit verbundenen relevanten Einflussgrößen

Führt man diese Übertragungsfunktion auf die Vergrößerungsfunktion eines Zweimassenschwingers zurück (siehe Bild 5.2), so müssen die für diese Funktion notwendigen Steifigkeits- und Dämpfungswerte k_B , c_B , k_D sowie c_D aus Gebäude- und Bodenparametern abgeleitet werden. Diese Ableitungen finden sich in den nächsten Abschnitten.

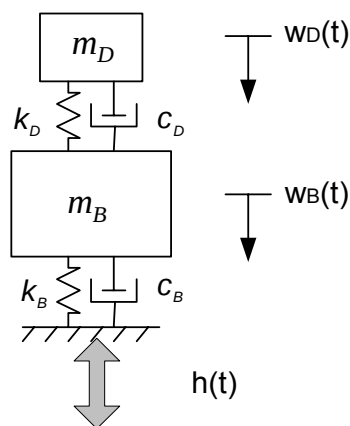


Bild 5.2 Modell eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers

Die analytische Lösung für die Vergrößerungsfunktion eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers ergibt sich aus dessen Bewegungsgleichung in Matrizenform (siehe F 5.1).

$$\begin{vmatrix} m_D & 0 \\ 0 & m_B \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \ddot{w}_D \\ \ddot{w}_B \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} c_D & -c_D \\ -c_D & c_D + c_B \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \dot{w}_D \\ \dot{w}_B \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} k_D & -k_D \\ -k_D & k_D + k_B \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} w_D \\ w_B \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ c_B \end{vmatrix} \cdot \dot{h} + \begin{vmatrix} 0 \\ k_B \end{vmatrix} \cdot h \quad [F 5.1]$$

Ausmultipliziert ergibt sich dabei die in F 5.2 dargestellte Form.

$$\begin{aligned} m_D \ddot{w}_D + c_D (\dot{w}_D - \dot{w}_B) + k_D (w_D - w_B) &= 0 \\ m_B \ddot{w}_B + c_D (\dot{w}_B - \dot{w}_D) + c_B \dot{w}_B + k_D (w_B - w_D) + k_B w_B &= c_B \dot{h} + k_B h \end{aligned} \quad [F 5.2]$$

Da nur eine stationäre Lösung interessiert, können für Anregung und Systemantwort harmonische Lösungsansätze verwendet werden (F 5.3).

Lösungsansätze

$$\begin{aligned} \hat{w}_D &= W_D e^{i(\Omega t + \varphi_D)} & w_B &= W_B e^{i(\Omega t + \varphi_B)} & h &= H e^{i(\Omega t + \varphi_B)} \\ \hat{\dot{w}}_D &= i\Omega W_D e^{i(\Omega t + \varphi_D)} = i\Omega \hat{w}_D & \dot{w}_B &= i\Omega W_B e^{i(\Omega t + \varphi_B)} = i\Omega \hat{w}_B & \hat{\dot{h}} &= i\Omega H e^{i(\Omega t + \varphi_B)} = i\Omega \hat{h} \\ \hat{\ddot{w}}_D &= -\Omega^2 W_D e^{i(\Omega t + \varphi_D)} = -\Omega^2 \hat{w}_D & \ddot{w}_B &= -\Omega^2 W_B e^{i(\Omega t + \varphi_B)} = -\Omega^2 \hat{w}_B \end{aligned} \quad [F 5.3]$$

Diese in F 5.2 eingesetzt und nach den Verschiebungen der Massen umgestellt, ergibt die in F 5.4 gezeigte Form.

$$\begin{aligned} \hat{w}_D (k_D - m_D \Omega^2 + i c_D \Omega) - \hat{w}_B (k_D + c_D i \Omega) &= 0 \\ \hat{w}_D (k_D - c_D i \Omega) + \hat{w}_B (k_D + k_B - m_B \Omega^2 + c_D i \Omega + c_B i \Omega) &= \hat{h} (c_B i \Omega + k_B) \end{aligned} \quad [F 5.4]$$

Vereinfacht man das Gleichungssystem, indem man den ersten Term durch $m_D \omega_D$ und die zweite Gleichung durch $m_B \omega_D$ dividiert, erhält man unter Verwendung der in F 5.5 genannten Abkürzungen das in F 5.6 dargestellte Gleichungssystem.

$$\alpha = \frac{m_B}{m_D}, \quad \beta = \frac{k_B}{k_D}, \quad \eta = \frac{\Omega}{\varpi_D}, \quad \varepsilon_D = \frac{c_D}{(\varpi_D \cdot m_B)}, \quad \varepsilon_B = \frac{c_B}{(\varpi_D \cdot m_B)} \quad [F 5.5]$$

$$\begin{aligned} \overbrace{(1 - \eta^2 + i \varepsilon_D \alpha \eta)}^A \hat{w}_D - \overbrace{(1 + i \varepsilon_D \alpha \eta)}^B \hat{w}_B &= 0 \\ \underbrace{\left(-\frac{1}{\alpha} + i \varepsilon_D \eta\right)}_C \hat{w}_D + \underbrace{\left(\frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\alpha \beta} - \eta^2 + i \varepsilon_D \eta + i \varepsilon_B \eta\right)}_D \hat{w}_B &= \left(\frac{1}{\alpha \beta} + i \varepsilon_B \eta\right) \hat{h} \end{aligned} \quad [F 5.6]$$

Die Lösung dieses Gleichungssystems sind komplexe Größen, deren Beträge die Amplituden $\mathbf{W}_D$ und $\mathbf{W}_B$ der fußpunkterregten Massen liefern (F 5.7).

$$\hat{w}_D = \frac{B \cdot \left(\frac{1}{\alpha\beta} + i\varepsilon_B\eta\right)\hat{h}}{(AD + CB)}, \quad \hat{w}_B = \frac{A \cdot \left(\frac{1}{\alpha\beta} + i\varepsilon_B\eta\right)\hat{h}}{(AD + CB)} \longrightarrow \mathbf{W}_D = |\hat{w}_D|, \mathbf{W}_B = |\hat{w}_B| \quad [F 5.7]$$

Da das 2-Massen- Modell für eine Einheitsanregung am Fußpunkt berechnet werden soll, ist die harmonische Anregung bei jeder Anregungsfrequenz gleich Eins (F 5.8). Die Vergrößerungsfunktionen entsprechen daher den Amplituden $\mathbf{W}_D$ und $\mathbf{W}_B$.

$$\hat{h} = 1 \longrightarrow \hat{w}_D = \frac{B \cdot \left(\frac{1}{\alpha\beta} + i\varepsilon_B\eta\right)}{(AD + CB)}, \quad \hat{w}_B = \frac{A \cdot \left(\frac{1}{\alpha\beta} + i\varepsilon_B\eta\right)}{(AD + CB)} \quad [F 5.8]$$

Die auf dem gezeigten Weg ermittelten Vergrößerungsfunktionen des 2-Massen- Modells dienen als Übertragungsfunktionen des Gebäudes, wobei die Amplituden $\mathbf{W}_D$ der Übertragungsfunktion der Geschossdecken entsprechen und $\mathbf{W}_B$ den Gesamtbauwerksbewegungen.

5.2 Definition der Eingabeparameter

Zur Ableitung der für das 2-Massen– Modell benötigten Größen und der damit verbundenen Erfassung verschiedener Einflüsse müssen bestimmte Informationen über das Bauwerk zur Verfügung stehen (siehe Übersicht Bild 5.3).

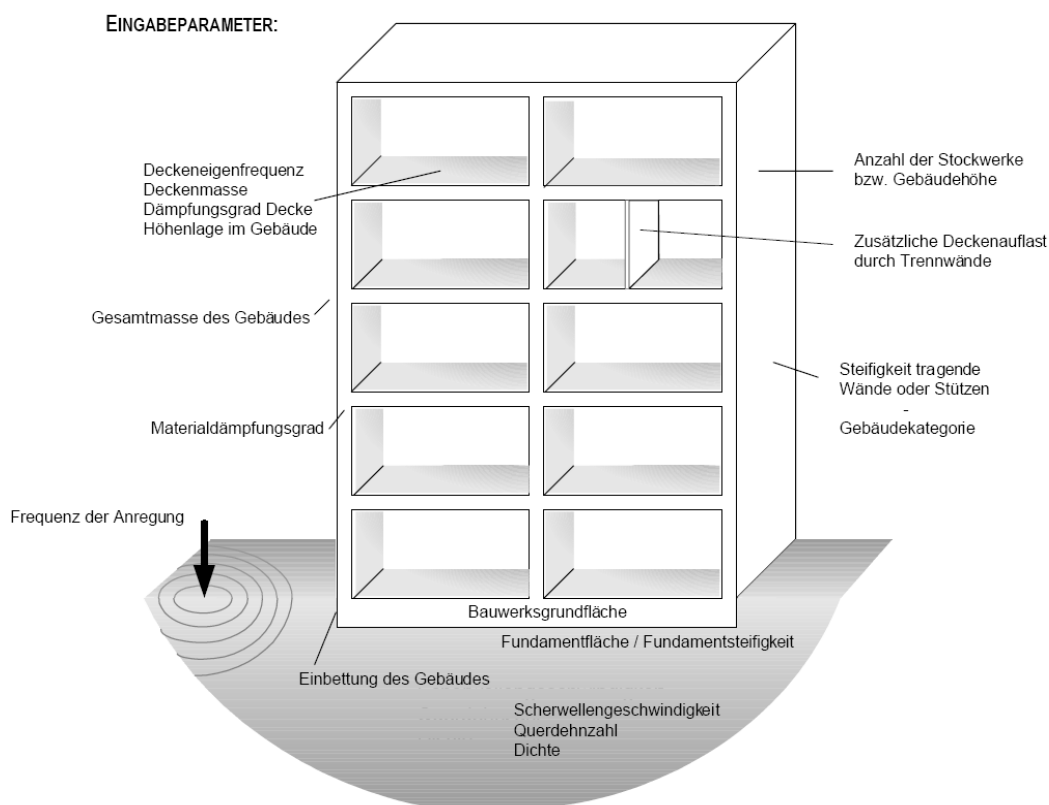


Bild 5.3 Übersicht der Parameter, deren Berücksichtigung in dem vorgestellten praxisnahen Modell zur Immissionsprognose möglich ist.

Dabei handelt es sich zum einen um die Masse der zu untersuchenden Geschossdecke m_D und um die Masse, die als Gesamtbauwerksmasse m_B in das Modell eingeht. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Deckenmasse auch in der Gesamtbauwerksmasse enthalten ist.

Zur Bestimmung der das Gesamtbauwerk betreffenden Steifigkeits- und Dämpfungsparameter werden die in der Übersicht in Bild 5.4 aufgelisteten Eingangsdaten benötigt. Je nach Kenntnis des zu untersuchenden Gebäudes können die Werte hierfür sinnvoll abgeschätzt werden. Dies gilt vor allem für die Materialparameter des Bodens, der verwendeten Baustoffe und der Parameter zur Gründungsgeometrie. Letztgenannte kann bspw. durch Betrachtung des Verlaufs von Kellerwänden (Streifenfundamente) abgeschätzt werden, was wiederum Rückschlüsse auf die gesamte Fundamentfläche im Verhältnis zur Gesamtbauwerksfläche erlaubt. Gleiches gilt für Stützen, die ihre Lasten auf Einzelfundamente abtragen.

Zur Abschätzung des Einflusses der Gebäudeeinbettung in den Baugrund muss zusätzlich die vertikale Kontaktfläche des Gebäudes mit dem Baugrund bekannt sein.

BESTIMMUNG DER STEIFIGKEITS- UND DÄMPFUNGSKENNWERTE ENTSPRECHEND DER GRÜNDUNG		
	PFAHLGRÜNDUNG	FLACHGRÜNDUNG
Bodenparameter	Scherwellengeschwindigkeit – v_s	Dichte – ρ Scherwellengeschwindigkeit – v_s Querdehnzahl – ν Schubmodul – $G = v_s^2 \cdot \rho$
Gründungsgeometrie & Materialkennwerte	Pfahlradius – r_0 Pfahllänge – l_P Dichte – ρ_P Elastizitätsmodul – E_P Wellengeschwindigkeit – $v_P = \sqrt{\frac{E_P}{\rho_P}}$ Pfahlanzahl – n_P	Gesamtbauwerksbreite – b_B Fundamentbreite – b_F (alternativ) Gesamtbauwerkslänge – l_B Fundamentlänge – l_F (alternativ) Fundamentfläche – A_F Gesamtbauwerksfläche – A_B (alternativ) Fundamenttyp
Abschätzung Frequenzabhängigkeit	-	dominante Frequenz der Anregung f_0 - $\omega_0 = 2\pi \cdot f_0$
Abschätzung Einfluss der Einbettung	-	Einbettung in den Baugrund d_B

Bild 5.4 Übersicht der Eingabeparameter zur Bestimmung der Steifigkeits- und Dämpfungs-kennwerte entsprechend der Gründungsart

Zur Bestimmung der zur Beschreibung der Deckenschwingungen erforderlichen Parameter werden vornehmlich die Materialkennwerte des Deckenmaterials sowie Angaben zur Deckengeometrie benötigt. Zusätzlich sollten Informationen über die Konstruktionsart und über das Tragverhalten der Decke vorliegen (siehe Übersicht Bild 5.5).

Zur Berücksichtigung der Auflagersteifigkeit müssen die Materialkennwerte der aufgehenden Struktur vorliegen bzw. abgeschätzt werden. Gleiches gilt für die konstruktionsbedingte Steifigkeit. Eine Veränderung der Auflagersteifigkeit sowie eine Vergrößerung der Strukturdämpfung mit zunehmender Höhenlage im Gebäude sollte ebenfalls berücksichtigt werden.

BESTIMMUNG DER STEIFIGKEITS- UND DÄMPFUNGSKENNWERTE FÜR DIE BETRACHTETEN GESCHOSSDECKEN

Materialparameter	Elastizitätsmodul – E_D Querdehnzahl – ν_D (Stahlbeton 0,2) bezogenes Gewicht – μ	Abschätzung Deckenplatte bei starrer Auflagerung
Geometrie Deckenfeld	kürzere Seite – b längere Seite – a wirksame Deckendicke – d_D	
	Dämpfungsgrad für Geschossdecke	Abschätzung Resonanzüberhöhung
Materialparameter	Elastizitätsmodul der aufgehenden Struktur (Wände, Stützen) – E_S	Berücksichtigung Auflagerbedingungen
Bauwerksgeometrie	Biegesteifigkeit der aufgehenden Struktur (Wände, Stützen) – EI_S	
	Höhenlage der Decke im Gebäude Stockwerksanzahl n_S	Berücksichtigung Höhenlage

Bild 5.5 Übersicht der Eingabeparameter zur Bestimmung der charakterisierenden Steifigkeits- und Dämpfungs-kennwerte für die zu untersuchende Geschossdecke

5.3 Ermittlung von k_B

5.3.1 Ermittlung von k_B für Flächengründungen

Durch den Parameter k_B des 2-Massen-Modells werden die Einflüsse erfasst, welche den Wert der Fundamentsteifigkeit mitbestimmen. Dazu gehören die Frequenzabhängigkeit der Fundamentsteifigkeit, die Einbettung in den Baugrund, die Fundamentart sowie die gegenseitige Beeinflussung der Fundamente.

Ausgehend von dem Steifigkeitswert eines äquivalenten Kreisfundamentes bei vertikaler Anregung k_0 (siehe F 2.1), werden die genannten Einflüsse durch die Korrekturfaktoren k_{dyn} , k_E und k_{Fu} erfasst (siehe F 5.9)

Ermittlung der korrigierten
Fundamentsteifigkeit

$$k_B = k_0 \cdot k_{dyn} \cdot k_E \cdot k_{Fu} \quad [F 5.9]$$

Der Faktor k_{dyn} berücksichtigt den mit der Erregerfrequenz zunehmenden Einfluss von Trägheit sowie der Wellenabstrahlung in den Baugrund und damit die bedingte Frequenzabhängigkeit der Fundamentsteifigkeit. Als Resultat der in [28] vorgestellten Variationsrechnungen konnten die in Bild 5.6 dargestellten Verläufe des Korrekturfaktors k_{dyn} in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz a_0 abgeleitet werden.

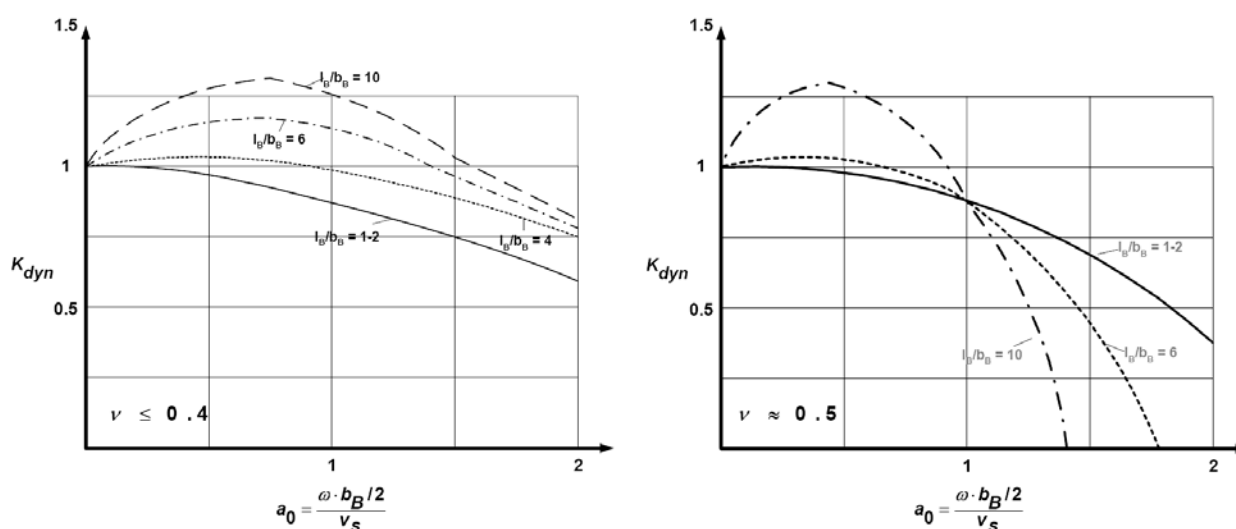


Bild 5.6 Korrekturfaktoren k_{dyn} in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz für verschiedene Seitenverhältnisse l_B/b_B : links: für rollige Böden ($\nu \leq 0.4$) – rechts: für weiche, wassergesättigte Böden ($\nu \approx 0.5$) [28]

Mit Hilfe des ebenfalls in [28] vorgestellten Verfahrens sowie der in Kapitel 3 gezeigten Vergleichswerte aus Berechnungen mit dem BEM/FEM Modell lassen sich die in Bild 5.7 dargestellten Korrekturfaktoren ableiten. Diese sind für verschiedene Einbettungs- und Seitenverhältnisse des Fundamentkörpers in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz a_0 abgebildet. Die Werte sind dabei unabhängig von dem Faktor zur Berücksichtigung der dynamischen Steifigkeit eines nicht eingebetteten Fundamentes. Vornehmlich gelten die ermittelten Werte dabei für Böden mit einer Querdehnzahl $\nu \leq 0.4$. Bei quadratischen Fundamenten

kann jedoch auch für Böden mit einer größeren Querdehnzahl mit diesen Werten gerechnet werden. Lediglich für Fundamentkörper mit einem großen Seitenverhältnis ($l_B/b_B = 3$) müssen bei Böden mit $\nu \approx 0.5$ die in Bild 5.8 dargestellten Werte verwendet werden.

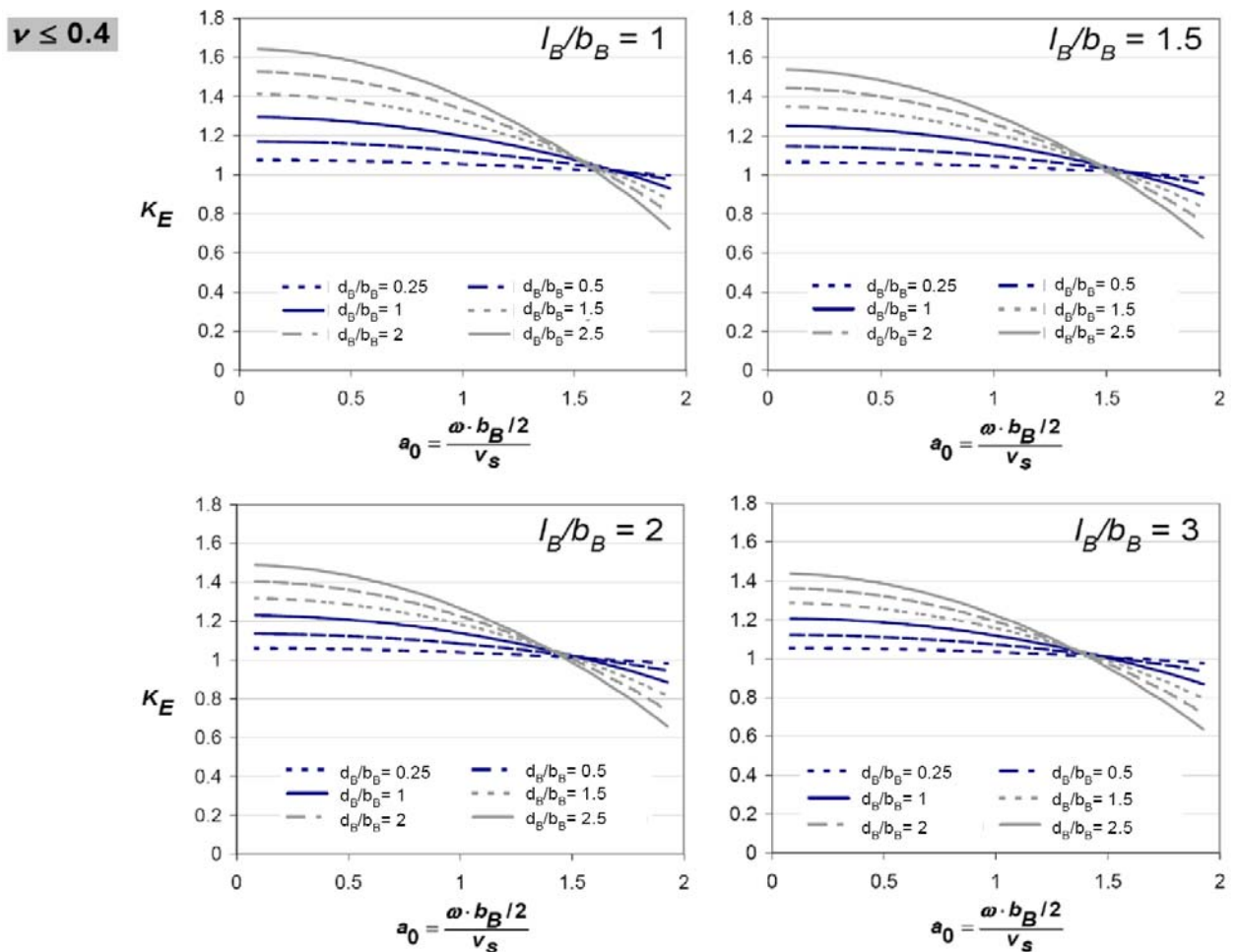


Bild 5.7

Korrekturfaktoren k_E in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz für verschiedene Seitenverhältnisse und Einbindetiefen – anwendbar für alle Böden mit $\nu \leq 0.4$

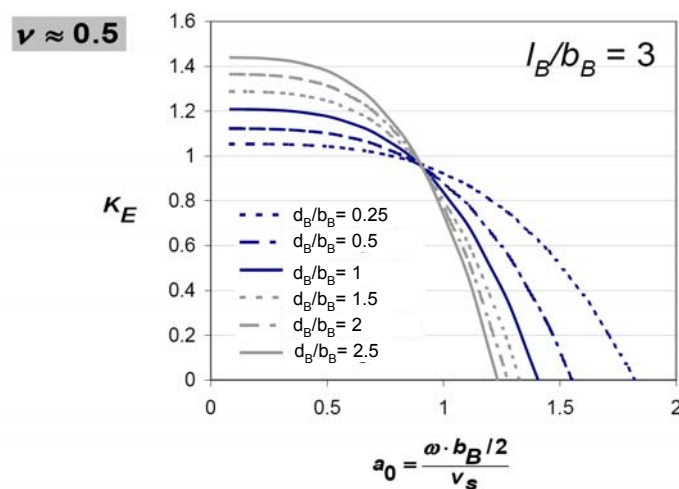


Bild 5.8

Korrekturfaktoren k_E in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz für ein Seitenverhältnis $l_B/b_B = 3$ und für verschiedene Einbindetiefen – anwendbar für alle Böden mit $\nu \approx 0.5$

Mit Hilfe des Faktors k_{Fu} kann der Einfluss des Fundamenttyps sowie die Auswirkung einer gegenseitigen Beeinflussung der Fundamente abgeschätzt werden. Ziel der Bestimmung von k_{Fu} ist es, Effekte, wie bspw. den Anstieg der Steifigkeit mit zunehmender Schlankheit des Fundamentes oder der gegenseitigen Beeinflussung innerhalb von Fundamentgruppen, zu berücksichtigen.

Zur einfachen Abschätzung muss die jeweilige Fundamentform daher verallgemeinert werden. Im Hinblick auf eine praxisnahe Handhabe bietet sich dafür das Verhältnis zwischen dem äquivalenten Radius des tatsächlichen Fundamentes und dem äquivalenten Radius des untersuchten Gebäudes (F 5.10 sowie F 5.11) an. Der erwähnte Schlankheitsgrad sowie die Veränderung der Fundamentsteifigkeit mit der Wurzel der Fundament- bzw. Bauwerksgrundfläche gehen bei dieser Verhältnisbildung mit ein.

äquivalenter Radius
der Gesamtbauwerksfläche

$$R_B = \sqrt{\frac{A_B}{\pi}} \quad [F 5.10]$$

äquivalenter Radius
der Fundamentfläche

$$R_F = \sqrt{\frac{A_F}{\pi}} \quad [F 5.11]$$

In Bild 5.9 sind die auf die statische Steifigkeit eines flächengleichen Kreisfundamentes bzw. auf die eines der Bauwerksgrundfläche entsprechenden Kreisfundamentes bezogenen dynamischen Steifigkeiten für verschiedene Schlankheiten bzw. für verschiedene Flächenverhältnisse R_F/R_B dargestellt. Dabei handelt es sich um mit dem BEM/FEM Modell berechnete Variationen von Streifenfundamenten und Fundamentrosten. Die Steifigkeiten sind in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz abgebildet.

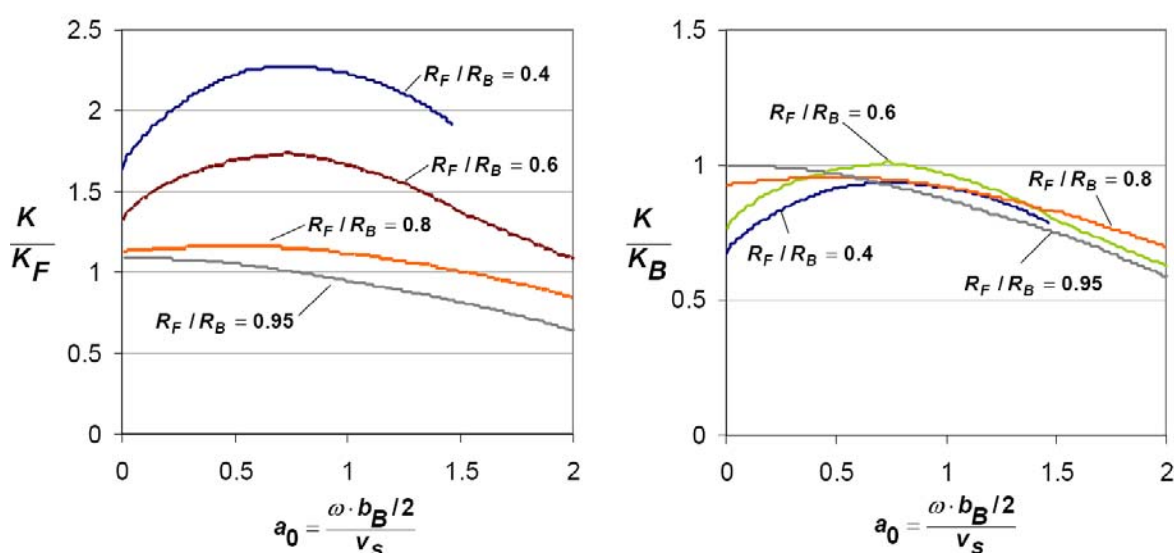


Bild 5.9

Dynamische Steifigkeit bei Gründung auf Streifenfundamenten - *links*: auf flächengleiches Kreisfundament bezogene dynamische Steifigkeiten für verschiedene Flächenverhältnisse in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz - *rechts*: auf ein der Bauwerksgrundfläche entsprechendes Kreisfundament bezogene dynamische Steifigkeiten für verschiedene Flächenverhältnisse in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz

Die kompakten Fundamentformen weisen dabei nur eine geringe Frequenzabhängigkeit auf, während die Steifigkeit schlanker, aufgelöster Fundamentarten ($R_F/R_B < 0.8$) mit der Frequenz ansteigen bzw. bei höheren Frequenzen wieder abnehmen. Im Verhältnis zum flächengleichen Kreisfundament sind die Steifigkeiten der aufgelösten Fundamentformen größer, während die Steifigkeiten im Verhältnis zu einer vollflächigen Fundamentplatte unterhalb des Gebäudes stets geringer bzw. bei höheren Frequenzen maximal gleich groß sind.

Aus den Ergebnissen lassen sich Korrekturfaktoren für Gründungen auf Streifenfundamenten bzw. auf Fundamentroste ableiten. Die dargestellten Verhältnismerte k/k_F bzw. k/k_B sind nur bedingt für die Faktoren zur Bestimmung realitätsnaher Fundamentsteifigkeiten verwendbar, da die Frequenzabhängigkeit für verschiedene Schlankheitsgrade der Fundamente bereits durch den Faktor k_{dyn} erfasst wird. Im Hinblick auf den, beim Übergang der Erschütterungen auf ein Gebäude, relevanten Frequenzbereich reicht eine Betrachtung der Steifigkeitsverhältnisse für niedrige Frequenzen aus.

In [14] werden daher Verhältnismerte der rechnerisch ermittelten Steifigkeiten unterschiedlicher Fundamenttypen und –variationen genannt, welche auf ein der Gesamtbauwerksfläche entsprechendes Kreisfundament bezogen sind. Der Verlauf dieser Werte, dargestellt in Bild 5.10, spiegelt die Ergebnisse aus Bild 5.8 für niedrige Frequenzen wider.

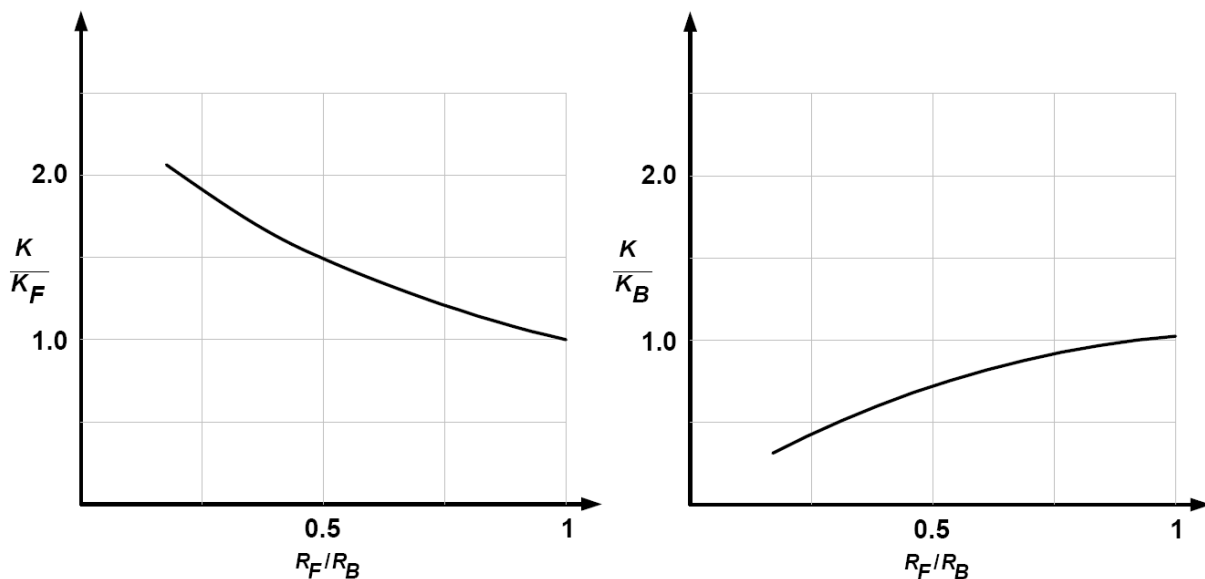


Bild 5.10 Korrekturfaktoren k/k_F (links) bzw. k/k_B (rechts) für tieffrequente Fundamentsteifigkeiten von Streifenfundamenten und Fundamentrahmen in Abhängigkeit vom Verhältnis der tatsächlichen Fundamentfläche zur Gesamtbauwerksfläche nach [14]

Je nach Kenntnis der Fundamentierung eines Gebäudes kann nun mit Hilfe der dargestellten Verläufe von k/k_F bzw. k/k_B in Abhängigkeit von dem berechneten oder abgeschätzten Verhältnis R_F/R_B der Korrekturfaktor k_{Fu} bestimmt werden. Liegen Information über die Abmessungen der Streifenfundamente bzw. eines Fundamentrostes vor, so können die für die Fundamentfläche als äquivalentes Kreisfundament abgeschätzten Werte mit $k_{Fu} = k/k_F$ in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis korrigiert werden. Umgekehrt kann die Fundamentfläche je

nach Typ abgeschätzt, und auf die Gesamtbauwerksfläche bezogen werden. Hierbei muss dann die Fundamentsteifigkeit um den Faktor $k_{Fu} = k/K_B$ verringert werden.

Für den Fall von auf Einzelfundamenten gegründeten Skelettbauten ist von einer stärkeren gegenseitigen Beeinflussung der einzelnen Fundamente auszugehen. Die maximale Steifigkeit einer Gruppe von Einzelfundamenten existiert für den Fall, dass der Abstand d zwischen den Fundamenten so groß ist, dass keine gegenseitige Beeinflussung erfolgt. Die minimale Steifigkeit einer Fundamentgruppe hingegen entspricht der eines flächengleichen Fundamentes und ist gleichbedeutend mit direkt nebeneinander liegenden Einzelfundamenten.

Zur Definition eines Korrekturfaktors k_{Fu} für Gründungen mit Einzelfundamenten werden die in [9] vorgestellten Ergebnisse zur dynamischen Steifigkeit von Fundamentgruppen herangezogen. Die ermittelten Werte werden hierfür jeweils auf die statische Steifigkeit eines flächengleichen Kreisfundamentes bzw. eines der Bauwerksfläche entsprechenden Fundamentes bezogen. Für verschiedene Fundamentabstände bzw. den gebildeten Verhältnissen zwischen Fundamentbreite b und Abstand d sind diese in Bild 5.10 dargestellt. Zum Vergleich wurden außerdem die Steifigkeitsverläufe von einer Fundamentgruppe ohne gegenseitige Beeinflussung sowie eines flächengleichen Kreisfundamentes abgebildet.

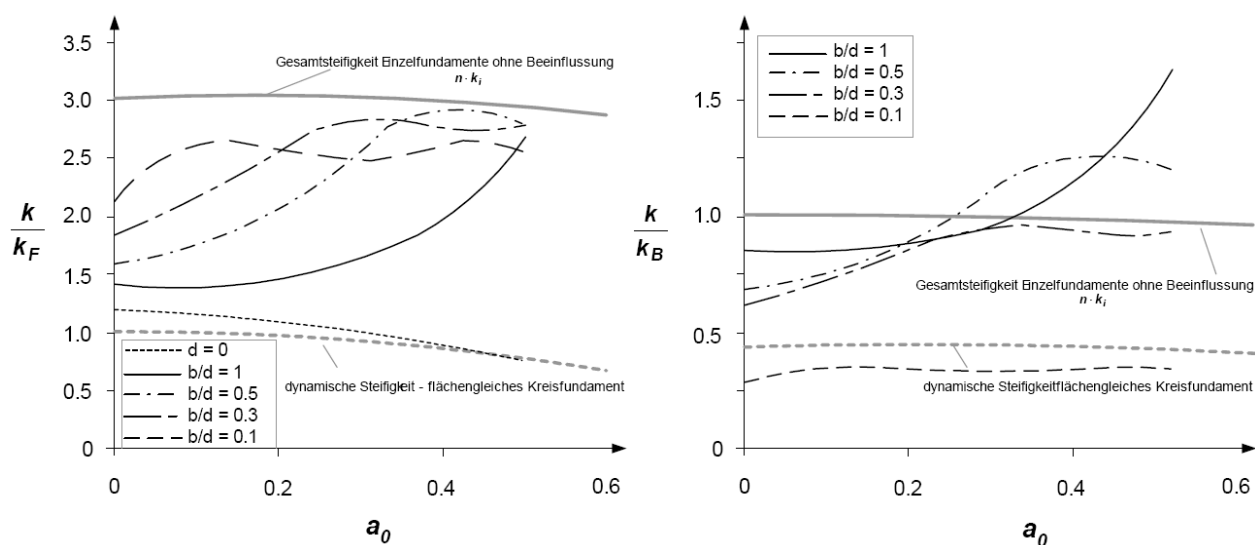


Bild 5.11 Dynamische Steifigkeit bei Gründung auf Einzelfundamenten – links: auf ein flächengleiches Kreisfundament bezogene Dynamische Steifigkeit einer Gruppe von Einzelfundamenten für verschiedene Verhältnisse von Fundamentbreite zu Abstand b/d – rechts: auf ein der Bauwerksgrundfläche entsprechendes Fundament bezogene Werte nach [9]

Es ist erkennbar, dass die Steifigkeiten bei niedrigen Frequenzen zwischen den beschriebenen Grenzwerten liegen und dass die Steifigkeit mit größer werdendem Abstand der Fundamente zueinander ebenfalls ansteigt. Betrachtet man die Ergebnisse ebenfalls nur in einem tieffrequenten Bereich und bezieht diese auf das Verhältnis zwischen Fundament- und Bauwerksfläche, so ergibt sich der in Bild 5.12 gezeigte Steifigkeitsverlauf. Die so abgeleiteten Werte können als Korrekturfaktoren verwendet werden. Analog zu den Streifenfundamenten und Fundamentrosten dienen dabei als Eingangsgrößen das Flächenverhältnis R_F/R_B sowie entweder der statische Steifigkeitswert eines der Summe der Einzelfundamentflächen ent-

sprechenden Kreisfundamentes ($k_{Fu} = k/K_F$) oder der Wert eines der Gesamtbauwerksfläche entsprechenden Fundaments ($k_{Fu} = k/K_B$).

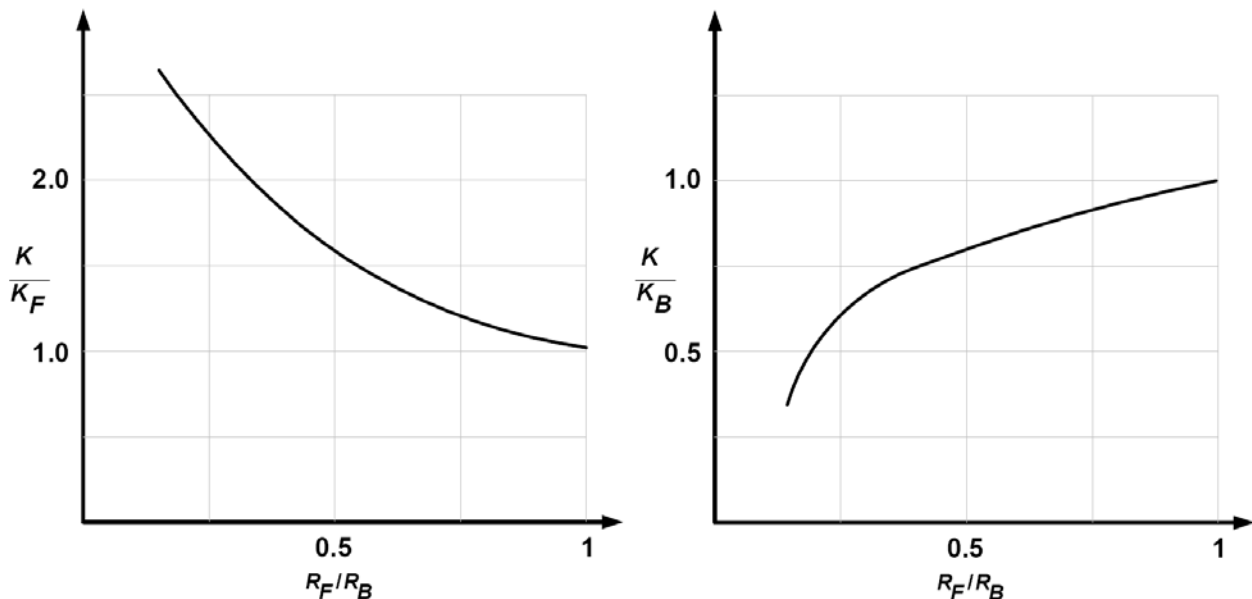


Bild 5.12 Korrekturfaktoren k/k_F (links) bzw. k/k_B (rechts) für tieffrequente Fundamentsteifigkeiten für Gruppen von Einzelfundamenten in Abhängigkeit vom Verhältnis der tatsächlichen Fundamentfläche zur Gesamtbauwerksfläche

5.3.2 Ermittlung von k_B für Pfahlgründungen

Wie aus Abschnitt 2.1.7 ersichtlich wird, unterliegen Pfahlgründungen zahlreichen Einflüssen. Diese für ein praxisnahes Prognoseverfahren zu berücksichtigen, ist aufgrund fehlender Eingangsparameter nur schwer möglich. Dies betrifft vor allem die Parameter, welche die Wechselwirkung der Pfähle untereinander beeinflussen. Vereinfacht man die Wechselwirkung der Pfähle dahingehend, dass diese bei kleinem Abstand der Pfähle untereinander die Einzelsteifigkeiten der Pfähle herabsetzt, bei großen Pfahlabständen jedoch nicht beeinflusst, so lässt sich die vertikale Steifigkeit vereinfachend mit Formel F 5.12 bestimmen. Da Steifigkeit und Dämpfungswert für einzeln betrachtete Pfähle als nahezu frequenzunabhängig anzusehen sind, ist diese Art der Abschätzung für eine praxisnahe Abschätzung ausreichend. Die notwendigen Eingabeparameter hierfür sind in Bild 5.13 zusammengefasst.

vertikale Steifigkeit - Einzelpfahl

$$k_{zP} = \frac{E_P \cdot A}{r_0} \cdot f_k \quad [F 5.12]$$

Ebenfalls in Bild 5.13 ersichtlich ist der Verlauf des Faktors f_k in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad des Pfahls l_P/r_0 und dem Verhältnis zwischen Pfahl und Bodensteifigkeit v_S/v_P für Holz- und Betonpfähle. Hierbei zeigt sich die starke Abhängigkeit der vertikalen Steifigkeit eines Pfahls von dessen Länge.

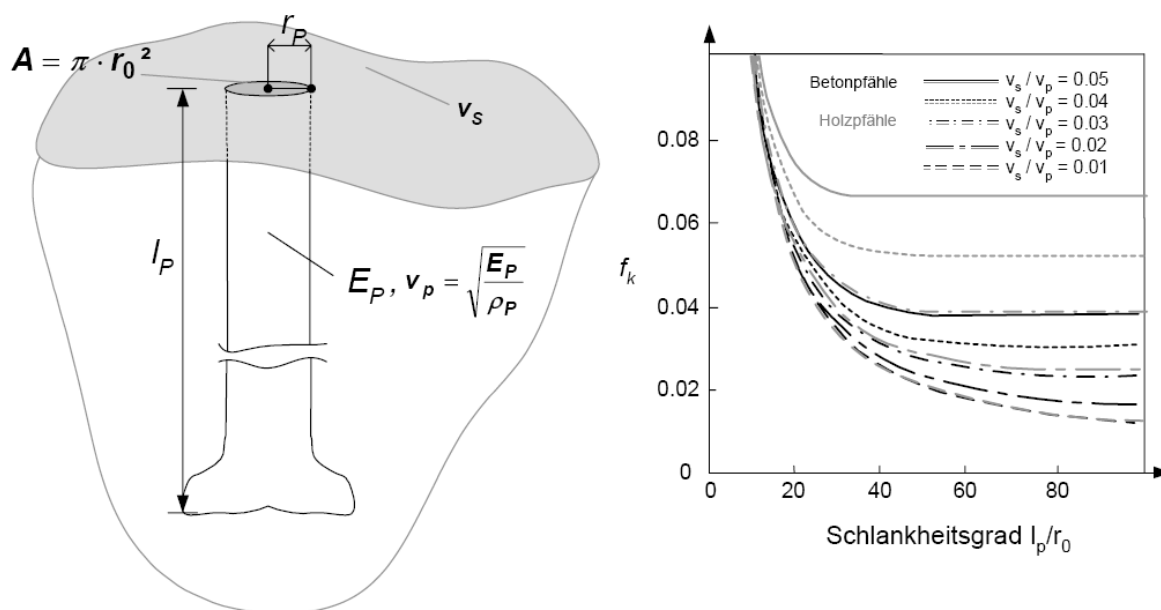


Bild 5.13 Notwendige Eingabeparameter zur Ermittlung der vertikalen Pfahlsteifigkeit nach [58] – Verlauf des Faktors f_k in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad des Pfahls l_P/r_0 und dem Verhältnis zwischen Pfahl und Bodensteifigkeit v_s/v_p für Holz- und Betonpfähle

Der Parameter k_B bestimmt sich dann in Abhängigkeit von der Anzahl der Pfähle n_P (siehe F 5.13).

Parameter für die Gründungssteifigkeit bei
Pfahlgründungen für 2-Massen-Modell

$$k_B = n_P \cdot k_{zP}$$

[F 5.13]

Die Einführung eines zusätzlichen Abminderungsfaktors, welcher die Verringerung der Steifigkeit eines einzelnen Pfahls infolge der gegenseitigen Beeinflussung erfasst, kann nur im Zusammenhang mit dem frequenzabhängigen Verhalten der Pfahlgruppe erfolgen. Dieses wird durch die Pfahlabmessungen, die Abstände der Pfähle zueinander, der Anzahl der Pfähle und durch das Steifigkeitsverhältnis zwischen Pfahl und Boden beschrieben und lässt sich nur schwer verallgemeinern. Eine genaue Aussage zum dynamischen Verhalten einer Pfahlgründung erfordert daher eine spezifische Analyse.

Die nach der gezeigten Methode ermittelten Werte führen jedoch zu einer genügend genauen Abschätzung.

Bei Verwendung zur Immissionsprognose ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich die Charakteristik der Anregung mit der Tiefe – also dem Interaktionshorizont der Pfahlgründung – verändert.

5.4 Ermittlung von c_B

5.4.1 Ermittlung von c_B für Flächengründungen

Wie aus Bild 3.16 ersichtlich, werden die auf Grundlage eines äquivalenten Kreisfundamentes auf homogenem Halbraum ermittelten Dämpfungswerte mit zunehmender Bodensteifigkeit überschätzt. Auch lässt sich die Idealvorstellung eines homogenen Untergrundes in der Praxis nur selten finden und eine etwaige Schichtung des Baugrunds führt durch Reflexionen an den Schichtgrenzen zur Verringerung der Abstrahldämpfung eines Fundamentes. Daher stellt der für ein äquivalentes Kreisfundament auf dem Halbraum ermittelte Dämpfungswert den maximal möglichen Wert der Abstrahldämpfung dar. Bei der Abschätzung des Parameters c_B gilt es dies zu berücksichtigen.

Zur Ermittlung der maximalen Dämpfungswerte lassen sich die für den Übergang der Erschütterungen vom Baugrund auf das Bauwerk relevanten Einflüsse durch Korrekturfaktoren erfassen (F 5.14). Entsprechend der Kenntnisse über den anstehenden Baugrund (eventuelle Schichtung, Steifigkeit des Bodens) sollten diese hinreichend angepasst werden.

Ermittlung des korrigierten

Dämpfungswertes eines Fundamentes

$$c_B = c_0 \cdot c_{dyn} \cdot c_E \cdot c_{Fu}$$

[F 5.14]

Grundlage ist dabei der mit F 2.3 ermittelte, unkorrigierte Dämpfungswert, der durch Multiplikation mit den Korrekturfaktoren die relevanten Einflüsse berücksichtigt.

Die Abhängigkeit von der Frequenz der Anregung wird dabei durch die für verschiedenen Bodentypen sowie Schlankheitsgrade der Fundamente bestimmten Faktoren c_{dyn} erfasst (siehe Bild 5.14).

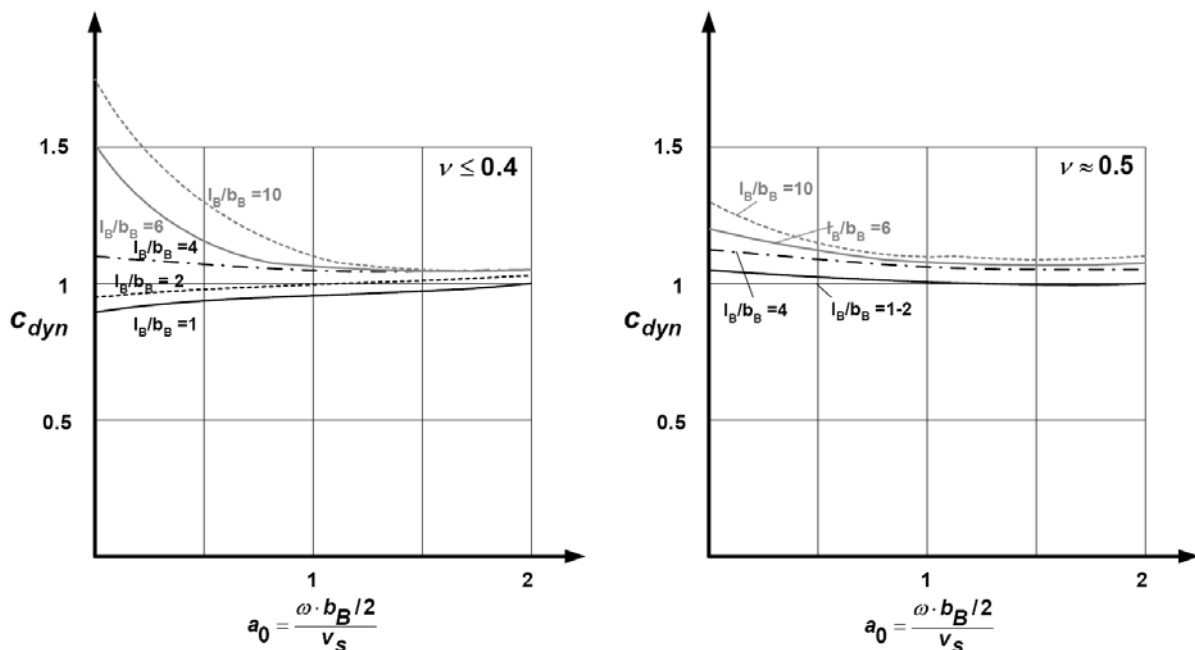


Bild 5.14

Korrekturfaktoren c_{dyn} in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz für verschiedene Seitenverhältnisse *links*: für rollige Böden ($\nu \leq 0.4$) – *rechts*: für weiche, wassergesättigte Böden ($\nu \approx 0.5$) [28]

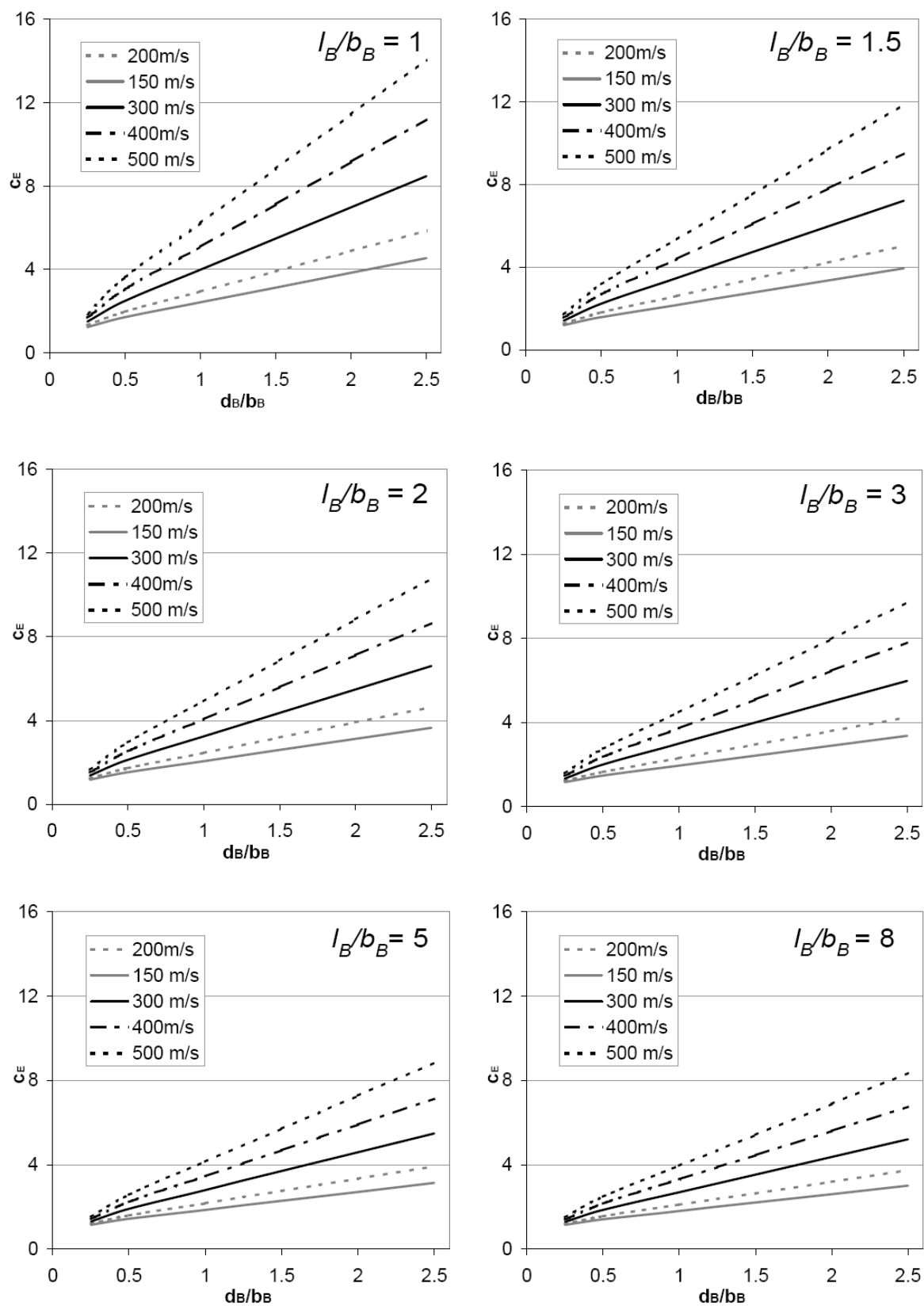


Bild 5.15 Korrekturfaktoren c_e in Abhängigkeit von der Einbettung des Gebäudes für verschiedene Bodensteifigkeiten und Seitenverhältnisse

Betrachtet man die in Kapitel 3.3 dargestellten Ergebnisse der Berechnungen zum Einfluss der Einbettung auf das Fundamentalschwingverhalten, so weisen die für die verschiedenen Einbindetiefen ermittelten Dämpfungswerte nur eine geringe Frequenzabhängigkeit auf. Daher können die mit der Einbettung verknüpften Korrekturfaktoren c_E ohne Berücksichtigung der Frequenz abgeleitet werden. Diese sind für verschiedene Seitenverhältnisse und Bodensteifigkeiten in Abhängigkeit von der Einbettung in Bild 5.15 dargestellt. Analog zur Bestimmung der Korrekturfaktoren für die Fundamentsteifigkeit in Abhängigkeit vom Fundamenttyp, lassen sich ähnliche Korrekturfaktoren für die Dämpfungswerte ableiten. Auch diese wurden in [14] untersucht und sind in Bild 5.16 für Streifenfundamente und Fundamentrostbe abgeildet. In Abhängigkeit von den Flächenverhältnissen ergeben sich die Faktoren, mit denen die Dämpfungswerte für ein der Fundamentfläche entsprechendes Kreisfundament beaufschlagt werden. Gleiches gilt für die Korrekturfaktoren mit denen die Werte eines der Gesamtbauwerksfläche entsprechenden Kreisfundaments abgemindert werden.

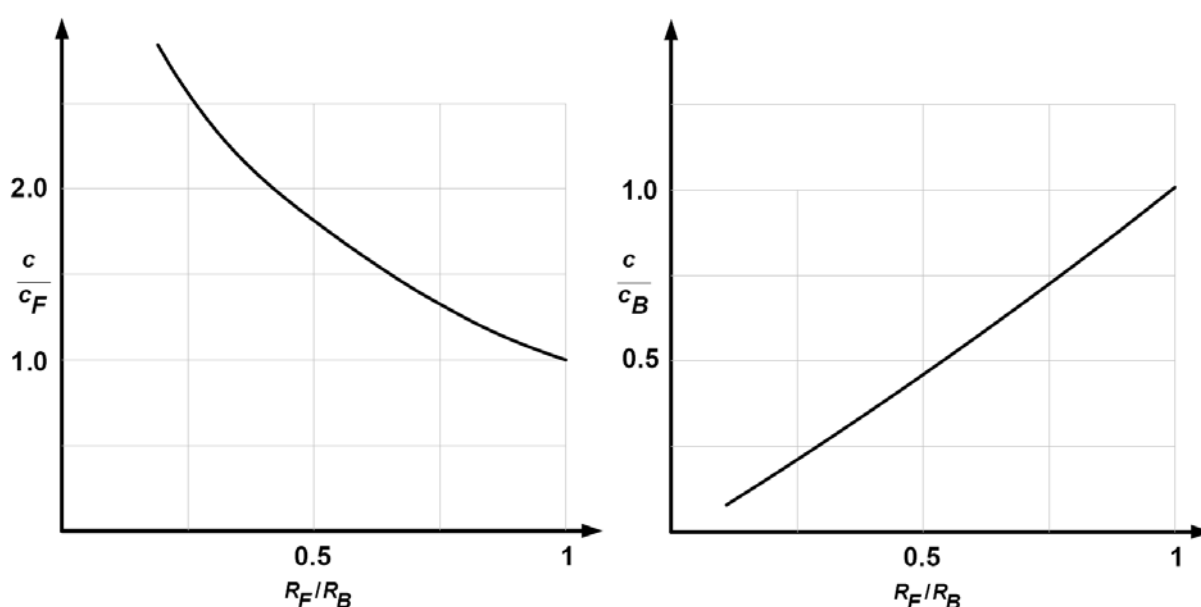


Bild 5.16 Korrekturfaktoren c/c_F (links) bzw. c/c_B (rechts) für tieffrequente Dämpfungswerte von Streifenfundamenten und Fundamentrahmen in Abhängigkeit vom Verhältnis der tatsächlichen Fundamentfläche zur Gesamtbauwerksfläche nach [14]

Anders als die Werte der Fundamentsteifigkeit nehmen die Dämpfungswerte linear mit der Fundamentfläche zu. Das führt dazu, dass sich die Dämpfungswerte von mehreren Einzel-fundamenten und einem flächengleichen Kreisfundament im statischen Fall nicht unterscheiden. Die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Fundamente führt jedoch zu einer Ab-nahme der Dämpfungswerte mit zunehmender Anregungsfrequenz.

Die in [9] ermittelten dynamischen Dämpfungswerte für Fundamentgruppen mit unterschiedlichem Abstand der Fundamente zueinander sind, ähnlich den Fundamentsteifigkeiten in Abschnitt 5.3.1, auf die frequenzunabhängigen Dämpfungswerte eines flächengleichen bzw. der Gesamtbauwerksfläche entsprechenden Kreisfundaments bezogen worden (siehe Bild 5.17). Die in Abhängigkeit von der dimensionslosen Frequenz dargestellten Verläufe verdeutlichen die Abnahme der Dämpfungswerte bei höheren Frequenzen. Die tieffrequenten

Dämpfungswerte nehmen mit größer werdendem Abstand zu, allerdings sind diese im Vergleich zu einem der Gesamtbauwerksfläche bzw. der die Fundamentgruppe umfassenden Fläche eines äquivalenten Kreisfundamentes nur sehr klein.

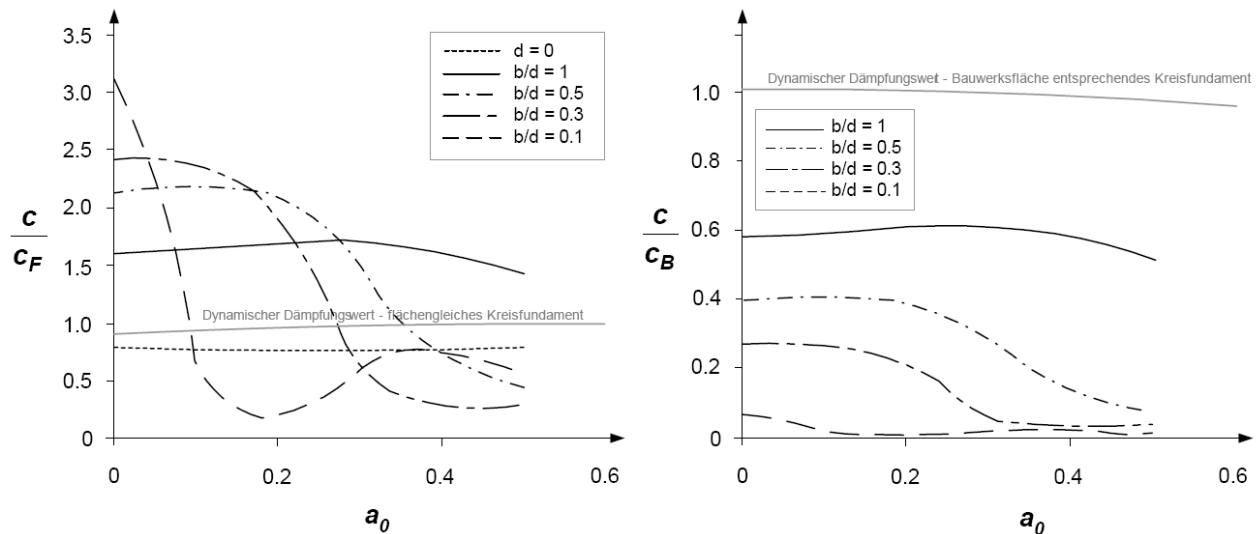


Bild 5.17 Dynamische Dämpfungswerte bei Gründung auf Einzelfundamenten – links: auf ein flächengleiches Kreisfundament bezogene Dynamische Steifigkeit einer Gruppe von Einzelfundamenten für verschiedene Verhältnisse von Fundamentbreite zu Abstand b/d – rechts: auf ein der Bauwerksgrundfläche entsprechendes Fundament bezogene Werte nach [9]

Bezieht man die tieffrequenten Dämpfungswerte auf das Flächenverhältnis R_F/R_B , erhält man wiederum Werte zur Bestimmung eines Korrekturfaktors für Einzelfundamente (siehe Bild 5.18). Diese können zur Bestimmung des Dämpfungswertes c_B für das 2-Massen-Modell verwendet werden.

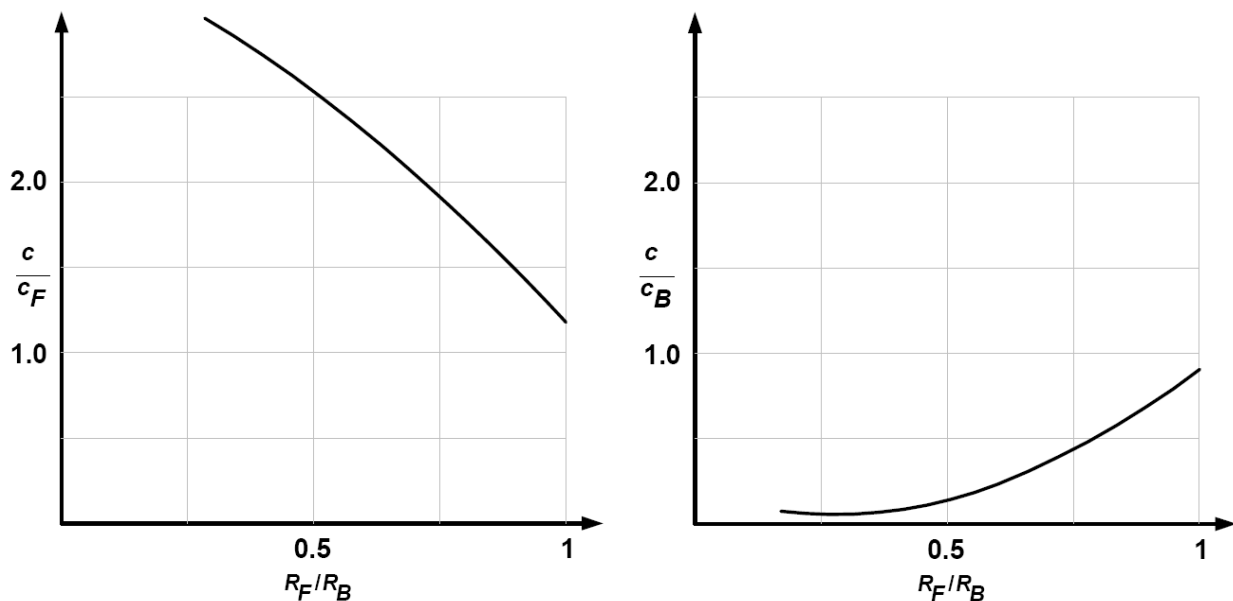


Bild 5.18 Korrekturfaktoren c/c_F (links) bzw. c/c_B (rechts) für tieffrequente Dämpfungswerte von Fundamentgruppen mit Einzelfundamenten in Abhängigkeit vom Verhältnis der tatsächlichen Fundamentfläche zur Gesamtbauwerksfläche

5.4.2 Ermittlung von c_B für Pfahlgründungen

Entsprechend dem Vorgehen zur Ermittlung der vertikalen Steifigkeit von Pfählen, lassen sich ebenfalls die Dämpfungswerte für Pfähle unter vertikaler dynamischer Belastung ermitteln (F 5.15).

Dämpfungswert bei vertikaler dynamischer Belastung - Einzelpfahl

$$c_{zP} = \frac{E_p \cdot A}{v_s} \cdot f_c \quad [F 5.15]$$

Der Faktor f_c in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad des Pfahls l/r_0 und dem Verhältnis zwischen Pfahl und Bodensteifigkeit v_s/v_p für Holz- und Betonpfähle kann aus dem Diagramm entnommen werden, welches in Bild 5.19 abgebildet ist. Die Darstellung zeigt, dass die Dämpfungswerte zunächst stark mit der Pfahllänge zunehmen, wohingegen die Steifigkeitswerte geringer werden. Die Dämpfungswerte sind dabei umso größer, je weicher der umgebende Baugrund ist, d. h. je kleiner das Verhältnis v_s/v_p ist.

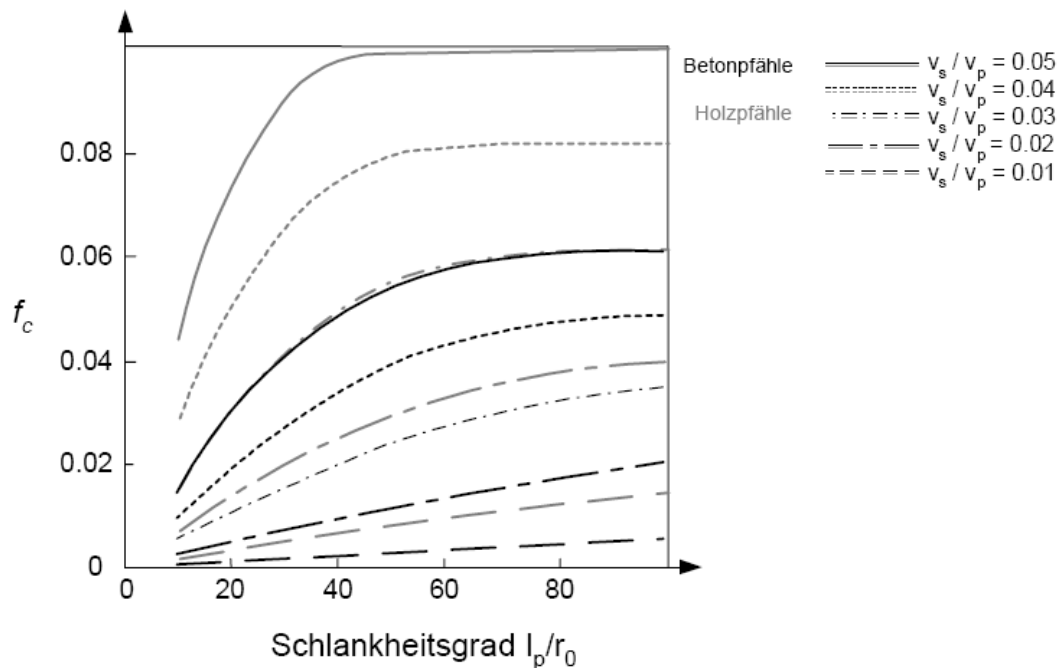


Bild 5.19 Verlauf des Faktors f_c in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad des Pfahls l/r_0 und dem Verhältnis zwischen Pfahl und Bodensteifigkeit v_s/v_p für Holz- und Betonpfähle

Wie auch bei der vertikalen Steifigkeit wird der Gesamtdämpfungsgrad der Pfahlgründung über die Anzahl der Pfähle bestimmt (F 5.16).

Parameter für den Dämpfungsgrad bei Pfahlgründungen für 2-Massen-Modell

$$c_B = n_P \cdot c_{zP} \quad [F 5.16]$$

5.5 Ermittlung von k_D

Grundlage für die Ermittlung des die Deckensteifigkeit charakterisierenden Kennwertes k_D ist die messtechnische Ermittlung bzw. rechnerische Abschätzung der Deckeneigenfrequenz.

Unter der Annahme einer aus Geometrie und Materialkennwerten bestimmbarer Deckenmasse (modale Masse bzw. mitschwingende Masse) lässt sich der Steifigkeitswert k_D einfach aus der Lösung eines 1-Massenschwingersystems zurückrechnen. Da die Dämpfung getrennt betrachtet wird, reicht hierfür die Betrachtung eines ungedämpften Schwingers aus (F 5.17).

Steifigkeitswert ungedämpfter
1-Massenschwinger

$$k_D = m_D \cdot (2\pi \cdot f_D)^2 \quad [F 5.17]$$

Bei der rechnerischen Abschätzung müssen neben der Deckengeometrie, den Materialeigenschaften und der wirksamen Dicke vor allem die Auflagerbedingungen berücksichtigt werden. Bei vollständiger Einspannung der Deckenplatte liegt die Biegeeigenfrequenz sehr viel höher als bei einer Deckenplatte mit frei drehbar gelagerten Rändern.

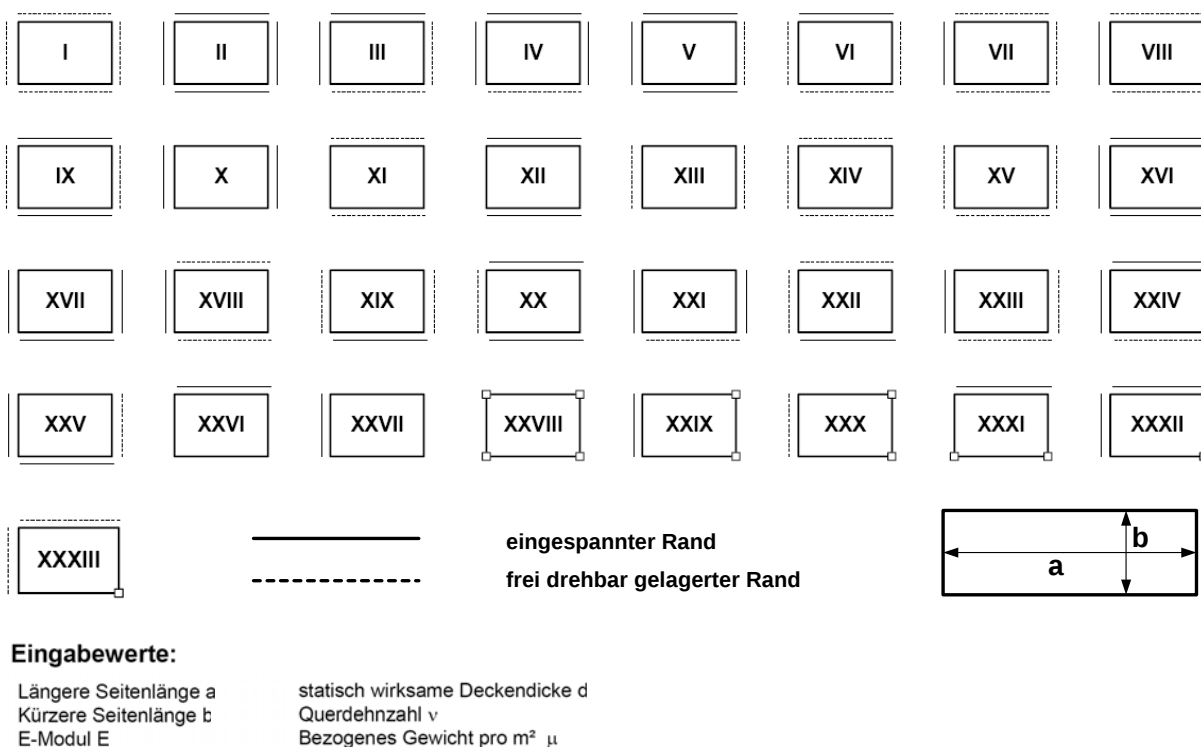


Bild 5.20 Verschiedene Auflagerbedingungen von Deckenplatten

Zur Abschätzung eines einzelnen Deckenfeldes ist in Bild 5.20 eine Übersicht zu verschiedenen Lagerungsbedingungen gegeben. Ausgehend von der Formel zur Bestimmung der 1. Biegeeigenfrequenz einer frei aufgelagerten Platte (F 5.18) lässt sich mit Hilfe der in

Tabelle 5.1 genannten Faktoren die Eigenfrequenz in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis der Deckenplatte abschätzen.

1. Biegeeigenfrequenz einer frei aufgelagerten Deckenplatte

$$f_{D_0} = \frac{\pi}{2} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right) \sqrt{\frac{E_D d_D^3}{12(1-\nu_D^2)\mu}} \quad [F 5.18]$$

Faktor		Seitenverhältnis a/b										
		Variation										
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI
	1	1.00	1.82	1.37	1.61	1.61	1.20	1.20	1.47	1.47	1.13	0.50
	1.25	1.00	1.85	1.38	1.54	1.72	1.27	1.13	1.32	1.63	0.88	0.60
	1.5	1.00	1.89	1.40	1.50	1.81	1.33	1.09	1.22	1.76	0.69	0.69
	2	1.00	1.99	1.44	1.49	1.96	1.40	1.05	1.11	1.93	0.45	0.80
	3	1.00	2.11	1.49	1.51	2.10	1.48	1.02	1.04	2.10	0.22	0.90

		XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII	XIX	XX	XXI	XXII
	1	1.13	0.50	0.60	0.60	1.23	1.23	0.66	0.66	1.19	1.19	0.86
	1.25	1.38	0.39	0.69	0.51	1.45	1.01	0.73	0.59	1.43	0.96	1.02
	1.5	1.57	0.30	0.76	0.44	1.62	0.85	0.78	0.54	1.61	0.78	1.13
	2	1.81	0.20	0.84	0.34	1.84	0.65	0.85	0.48	1.84	0.55	1.28
	3	2.04	0.10	0.92	0.23	2.05	0.48	0.92	0.42	2.05	0.32	1.42

		XXIII	XXIV	XXV	XXVI	XXVII	XXVIII	XXIX	XXX	XXXI	XXXII	XXXIII
	1	0.72	0.90	0.90	0.18	0.18	0.47	0.69	0.50	0.69	0.86	0.55
	1.25	0.74	1.04	0.77	0.22	0.14	0.44	0.61	0.42	0.67	0.80	0.52
	1.5	0.75	1.15	0.67	0.25	0.11	0.39	0.51	0.35	0.64	0.72	0.47
	2	0.79	1.29	0.55	0.28	0.07	0.28	0.35	0.24	0.55	0.59	0.37
	3	0.84	1.42	0.44	0.32	0.04	0.15	0.18	0.12	0.44	0.46	0.25

Tabelle 5.1 Korrekturfaktoren für die in Bild 5.19 dargestellten, verschiedenen Auflagerbedingungen von Deckenplatten

Die Werte gelten hierbei unter der Annahme starrer Deckenaufleger. Die Elastizität der als Deckenaufleger wirkenden Wände bzw. Stützen bleibt demnach unberücksichtigt. Um diese dennoch in die Abschätzung einfließen zu lassen, sei auf Bild 3.29 in Kapitel 3 verwiesen, welches die Abnahme der Deckeneigenfrequenzen mit abnehmender Steifigkeit widerspiegelt. Die bezogenen Frequenzen f_i / f_0 können dabei als Korrekturfaktoren verwendet werden. Eine Abnahme der Steifigkeit von den als Deckenaufleger dienenden Wänden und Stützen erfolgt auch geringfügig mit zunehmender Höhenlage im Gebäude. Die hierfür bestimmten Abminderungsfaktoren können Bild 3.35 entnommen werden.

Ein weiterer Gesichtspunkt bei der Bestimmung der Deckeneigenfrequenzen ist die Berücksichtigung der Durchlaufwirkung bei Deckenfeldern, die sich über mehrere Auflagerpunkte fortsetzen. Die benachbarten Deckenabschnitte behindern dabei die Bewegung des anderen Deckenabschnittes bzw. bewirkt das durch die Bewegung des einen Abschnittes entstehende Moment, eine Veränderung der Auflagerbedingungen (siehe Bild 5.21). Der Einfluss wird dabei durch die Steifigkeit der aufgehenden Bauteile bestimmt. Sind diese ausreichend steif, kann von einer festen Einspannung der Deckenplatte in diesem Bereich ausgegangen werden. In diesem Fall schwingen die einzelnen Deckenabschnitte gleichgerichtet. Eine antimet-

rische Schwingform der Deckenabschnitte bildet sich hingegen bei geringer Steifigkeit aufgehender Bauteile aus. Das zusätzlich entstehende Moment am Auflagerpunkt führt dazu, dass dieser Rand bei der Abschätzung als nahezu frei aufgelagert angenommen werden kann. Die sich aufhebenden Einspannmomente bei gleichgerichteten Deckenschwingungen bewirken eine nahezu feste Einspannung des Deckenabschnitts.

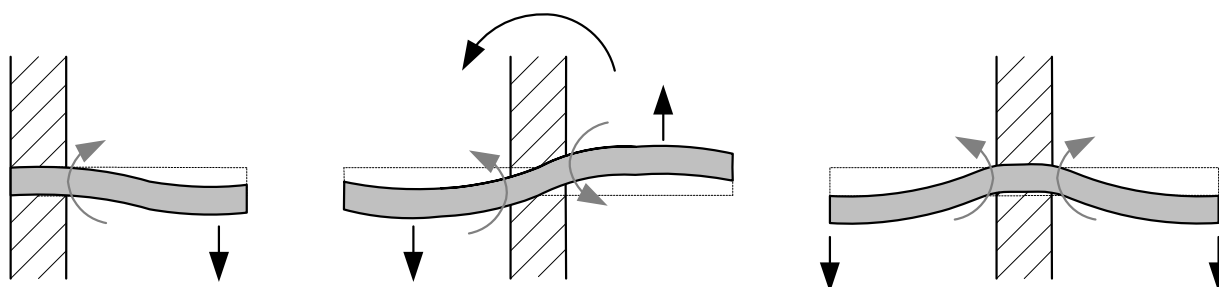


Bild 5.21 Einspannmomente von Deckenabschnitten *links*: am Rand eines Deckenabschnitts – *mitte*: bei entgegen gerichteten Deckenschwingungen verstärken sich die Einspannmomente gegenseitig, dies führt zu einer nahezu gelenkigen Auflagerung der Deckenseite – *rechts*: bei gleichgerichtetem Schwingen heben sich Einspannmomente auf

Demnach muss die Auflagersituation je nach Material und Steifigkeit der aufgehenden Bauteile abgeschätzt werden. Bei einer Deckenauflagerung auf Unterzügen ist aufgrund der Durchlaufwirkung ebenfalls von einer frei drehbaren Auflagerung auszugehen.

Für Holzbalkendecken kann eine Abschätzung der Biegeeigenfrequenzen erfolgen, indem man die Biegeeigenfrequenzen der verwendeten Holzbalken berechnet. Je nach zusätzlicher Auflast pro Balken infolge der Beplankung verringert sich die Eigenfrequenz. Demnach muss die Gesamtlast der Decke, d.h. Beplankung, Dämmung etc. in die Balkenmasse pro Längeneinheit μ eingehen. Bedingt durch die Konstruktion kann bei Holzbalkendecken von einer festen Einspannung ausgegangen werden. Zur Bestimmung kann die Formel F 5.19 verwendet werden.

1. Biegeeigenfrequenz eines Balkens
(Holzbalkendecke - Ziegeldecke)

$$f_D = \frac{1}{2\pi} \frac{22.37}{b^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad [F 5.19]$$

Ähnlich den Holzbalkendecken, handelt es sich bei Ziegeldecken um eine Konstruktion ohne eine entsprechende Querverteilung der Steifigkeit. Demnach bietet sich auch für Ziegeldecken eine Abschätzung der Eigenfrequenzen an, bei der die Massen der Ziegel – Ausfachung bzw. der eingehängten Ziegel auf die Träger der Ziegeldecke bezogen werden. Bei Ziegeldecken kommen Stahlträger oder bei modernerer Bauweise Träger aus bewehrtem Mauerwerk zum Einsatz. Eine empirische Abschätzung der Biegeeigenfrequenzen von Ziegeldecken kann aus dem Vergleich gemessener Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Spannweite (siehe Bild 4.10 – Kapitel 4) erfolgen.

5.6 Ermittlung von c_D

Der Parameter c_D bestimmt die Größe der Überhöhungen im Bereich der Deckenresonanzen. Vor allem wird er durch das Dämpfungsmaß der betrachteten Geschossdecke bestimmt. Entsprechend der Konstruktionsart und des verwendeten Baumaterials kann das Dämpfungsmaß den empirisch ermittelten Werten (Bild 5.22) entnommen werden. Die Werte sind dabei für die ermittelte Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des betrachteten Deckenabschnittes dargestellt worden. Sie eignen sich, da durch die Eigenfrequenzen neben Geometrie, Lagerungsbedingungen und Deckenmasse auch die Schwingungsanfälligkeit sowie die Auflagersteifigkeit erfasst wird.

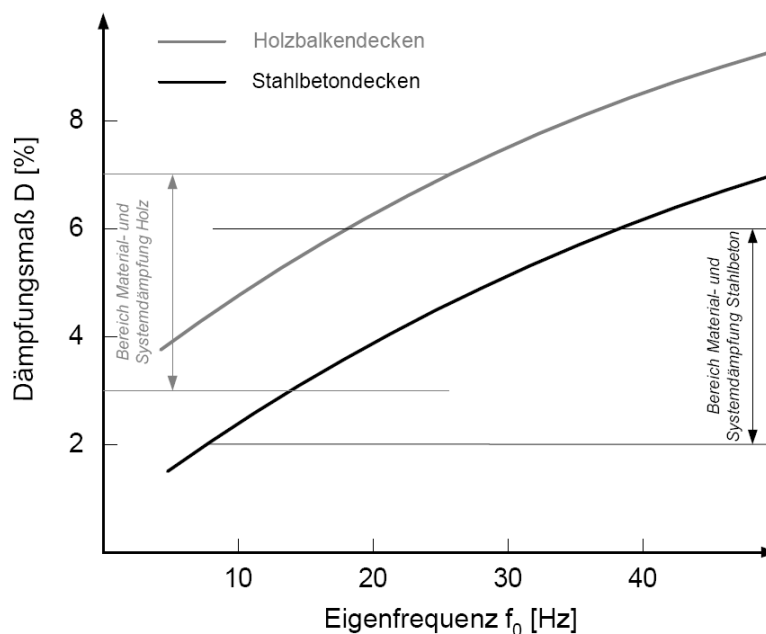


Bild 5.22 Empirisch ermitteltes Dämpfungsmaß von Holzbalken- und Stahlbetondecken – zum Vergleich der in der Literatur angegebene Bereich

Der Dämpfungswert c_{D0} lässt sich bei bekanntem bzw. abgeschätztem Dämpfungsmaß D über die Kennwerte der Geschossdecke zurückrechnen (siehe F 5.20).

Ausgangsgröße für Dämpfungswert
von Geschossdecken

$$c_{D0} = 2D \cdot \sqrt{k_D \cdot m_D}$$

[F 5.20]

Mit der Höhenlage, der Fundamentstarrheit oder der Gebäudeaussteifung verbundene Effekte beeinflussen zusätzlich die Größe der Resonanzüberhöhungen im Bereich der Deckeneigenfrequenz. Mit Ausnahme der aus der Höhenlage resultierenden Effekte stehen diese Einflüsse in direkter Beziehung mit der phasenverschobenen Anregung der Auflager. Diese lassen sich bei Erschütterungsanregung nur bedingt abschätzen und werden durch die Dämpfung innerhalb der Gebäudestruktur zusätzlich beeinflusst. Nur für den Fall, dass die Funda-

mentierung ausreichend flexibel ist und die aufgehende Struktur genügend steif ist, lassen sich mit Kenntnis der dominanten Frequenz der Anregung sowie der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwellen im Boden Abschätzungen zum Einfluss einer phasenverschobenen Anregung machen. Da es in jedem Fall zu einer Abminderung der Überhöhungen infolge der phasenverschobenen Anregung kommt, kann dieser Effekt jedoch vernachlässigt werden, zumal die mit einer berücksichtigten Abminderung ermittelte Übertragungsfunktion nur für die Anregungsfrequenz gültig ist, für welche die Abminderung ermittelt wurde.

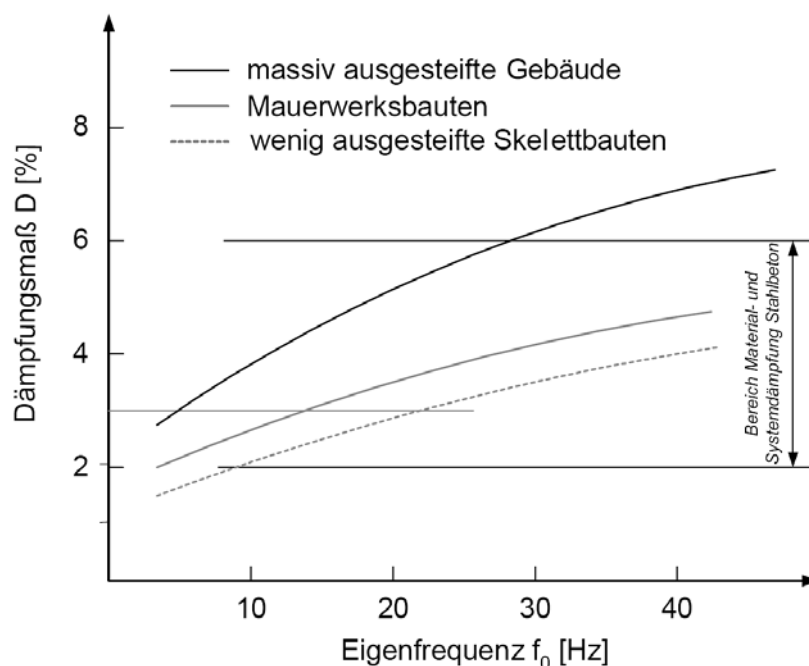


Bild 5.23 Empirisch ermittelte Dämpfungswerte von Stahlbetondecken für verschiedene Gebäudetypen bzw. Aussteifungsgrade von Gebäuden

Die in Abschnitt 4.5 untersuchte, mit der Steifigkeit der aufgehenden Struktur verbundene, Veränderung der Dämpfungswerte kann mit den für verschiedene Gebäudetypen bzw. empirische Aussteifungsgrade ermittelten Dämpfungswerten abgeschätzt werden. Die in Bild 5.23 dargestellten Verläufe sollen als Anhaltswerte dienen und verdeutlichen, dass die zu verwendenden Dämpfungswerte der Geschossdecken für wenig ausgesteifte Gebäude kleiner zu wählen sind.

Eine Amplitudenabnahme mit zunehmender Höhenlage kann auf die Vergrößerung der Strukturdämpfung zurückgeführt werden. Durch Korrektur des Dämpfungswertes c_{D0} lassen sich diese Effekte daher im 2-Massen –Modell erfassen. Die Parametervariationen in Kapitel 3 zeigen, dass ab einer gewissen Gesamthöhe des Gebäudes, unter der Voraussetzung eines genügend ausgesteiften Gebäudes und einer ausreichenden Materialdämpfung der aufgehenden Struktur eine Abschätzung mit einem einfachen Stabmodell erfolgen kann. Ausgehend von diesem Modell lässt sich ein Faktor f_{ch-D} ableiten, der die Zunahme der Dämpfungswerte für die Geschossdecken mit zunehmender Höhenlage, hier charakterisiert durch die Stockwerksanzahl n_S , erfasst (F 5.21).

Faktor zur Erfassung der Zunahme der
Strukturdämpfung von Geschossdecken
mit zunehmender Höhenlage

$$f_{ch-D} = e^{n_s \cdot \xi_s} \quad [F 5.21]$$

In Abhängigkeit von der Höhenlage im Gebäude ist dieser für verschiedene Materialdämpfungen ξ_s der aufgehenden Struktur dargestellt (Bild 5.24).

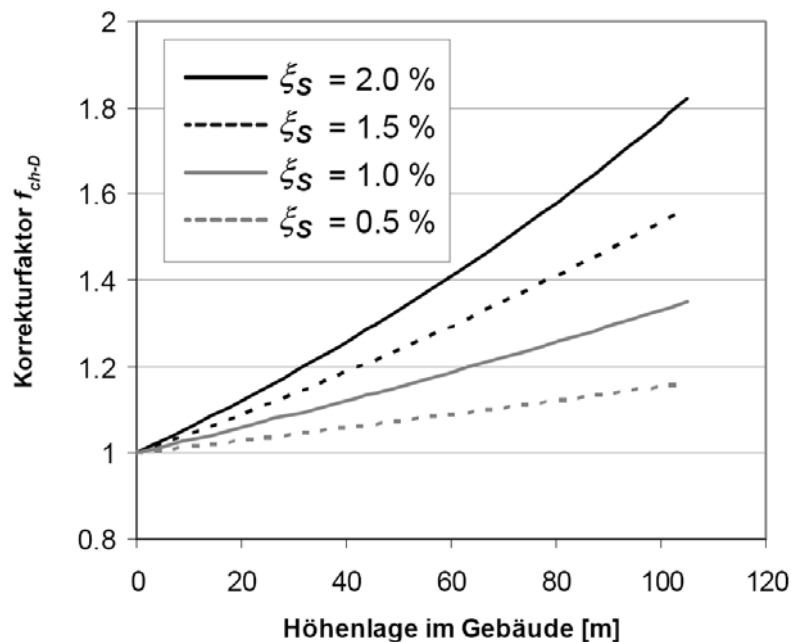


Bild 5.24 Faktor f_{ch-D} in Abhängigkeit von der Höhenlage im Gebäude für verschiedene Werte für die Materialdämpfungen der aufgehenden Struktur

Je nach Material der aufgehenden Struktur kann der Dämpfungswert für die zu betrachtenden Geschossdecken dahingehend vergrößert werden (F 5.22).

korrigierter Dämpfungswert für
Geschossdecken

$$c_D = c_{D0} \cdot f_{ch-D} \quad [F 5.22]$$

Der Einfluss zusätzlicher Massen, durch welche die Dämpfung erhöht wird, kann mangels einer repräsentativen Anzahl von Messergebnissen nicht ausreichend quantifiziert werden. Je nach Ermessen kann der Dämpfungswert einer Geschossdecke jedoch um den Faktor $f_{c-m} = 1.2 - 1.5$ erhöht werden. Diese Werte werden von den in [27] zum Ausbau eines Bauwerks gemachten Angaben bestätigt.

5.7 Berücksichtigung von Fehlern bei der Abschätzung von Kennwerten

Vor allem die Abschätzung der Deckeneigenfrequenzen ist mit vielen Unwägbarkeiten verbunden. Ursache hierfür sind meist die für die Abschätzung getroffenen Vereinfachungen der Deckengeometrie oder der Auflagerbedingungen, deren genaue Erfassung die Kenntnis des tatsächlichen Einspannmoments und die Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung bei durchlaufenden Deckenplatten erfordert.

Das in Bild 5.25 dargestellte Beispiel soll den Einfluss der abgeschätzten Deckeneigenfrequenz verdeutlichen.

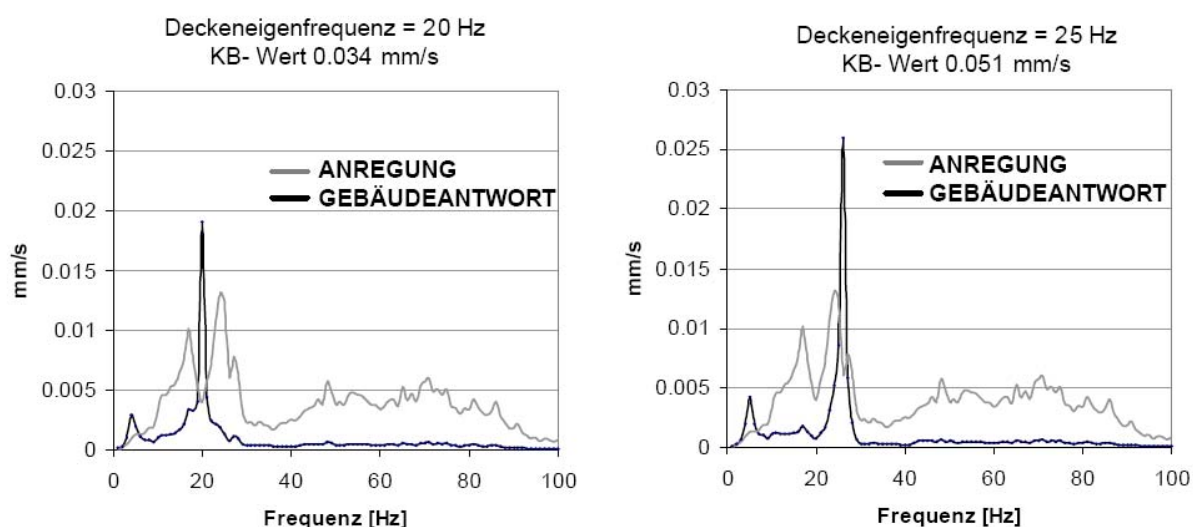


Bild 5.25 Beispiel einer Erschütterungsprognose unter Zugrundelegung zweier verschiedener Deckeneigenfrequenzen – Unterschied der KB-Werte liegt bei 50%

Die zu erwartenden Schwingungsamplituden, hier charakterisiert durch die Bewertungsschwingstärke $KB_{F_{max}}$, sind im Falle einer Deckeneigenfrequenz von 25 Hz um 50% höher als bei einer Deckeneigenfrequenz von 20 Hz.

Daher ist es ratsam, die Übertragungsfunktionen für den Frequenzbereich zu bestimmen, in dem die Eigenfrequenz vermutet wird. Mit den einzelnen Verläufen können bei bekanntem Anregungsspektrum die Antwortspektren bestimmt werden. Aus diesen wiederum lassen sich die Effektivwerte entsprechend der Anregungsgröße ermitteln. Für eine Bewertung nach Norm werden dazu bspw. die Schwinggeschwindigkeitsamplituden als Anregungsgröße benötigt. Der Effektivwert v_{eff} wird aus den einzelnen Frequenzanteilen bestimmt (F 5.23).

Effektivwert aus Frequenzspektrum $f_A - f_B$

$$v_{eff} = \sqrt{v^2} = \sqrt{\sum v(f)^2} \quad [F 5.23]$$

Auf diesem Wege erhält man die Effektivwerte in Abhängigkeit von der, zur Berechnung der Übertragungsfunktion mit dem 2-Massen Modell, zugrunde gelegten Deckeneigenfrequenz.

Diese kann ähnlich einem aus dem Erdbebeningenieurwesen bekannten Antwortspektrum verwendet werden (siehe Bild 5.26).

Der Einfluss des mit der Abschätzung der Deckeneigenfrequenz verbundenen Fehlers lässt sich mit einer solchen Darstellung gut abschätzen. Gleichmaßen kann mit anderen Eingangsgrößen des 2-Massen- Modells verfahren werden. Im Zweifelsfall kann stets der maximale Effektivwert verwendet werden.

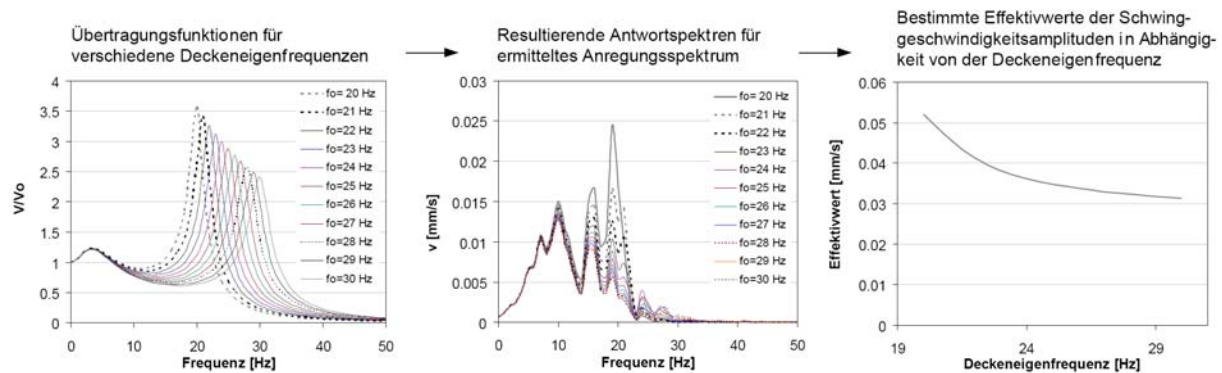


Bild 5.26 Vorgehen bei der Ermittlung eines „Antwortspektrums“ zur Berücksichtigung von, mit der Abschätzung der Deckeneigenfrequenzen verbundenen Fehlern

Zusätzlich lässt sich, bei Vernachlässigung des Einflusses der Deckenmasse, ein „Antwortspektrum“ für alle Geschoßdecken eines Gebäudes berechnen, um so einen Überblick über die zu erwartenden Amplituden zu erhalten.

6. Validierung des Modells und Schlussfolgerungen

Um Rückschlüsse auf die Qualität des vorgestellten praxisnahen Verfahrens zur Immissionsprognose ziehen zu können, sollen die mit dem analytisch lösbaren 2-Massen-Modell ermittelten Übertragungsfunktionen sowie die damit prognostizierten Deckenamplituden mit Werten aus experimentellen sowie numerischen Untersuchungen verglichen werden.

Für einen solchen Vergleich sollen in diesem Kapitel die Ergebnisse messtechnischer Untersuchungen verschiedener Gebäude sowie die Ergebnisse einer numerischen Analyse des jeweiligen Bauwerks herangezogen werden. Am Beispiel unterschiedlicher Bauwerkstypen soll erlassen werden, wie die untersuchten Einflüsse durch die abgeleiteten Korrekturfaktoren (siehe Kapitel 5) berücksichtigt werden. Der Einfluss der, dem 2-Massen-Modell aufgrund seiner Einfachheit gesetzten Grenzen bei der Abbildung des Verhaltens eines komplexen Systems, kann ebenfalls durch den Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen und denen eines realitätsnahen Modells abgeschätzt werden. Gleichzeitig liefert dieser Vergleich Beispiele zur Anwendung des Verfahrens sowie zur geeigneten Auswahl der zur Abschätzung des Schwingverhaltens erforderlichen Parameter.

6.1 Vergleich der prognostizierten Übertragungsfunktionen mit Messergebnissen und Ergebnissen komplexer numerischer Berechnungen

Für eine umfassende Beurteilung des auf dem 2-Massen-Modell basierenden Prognoseverfahrens bietet sich die Betrachtung der Ergebnisse eines großen Spektrums von Gebäuden an. Zunächst soll ein Einfamilienhaus betrachtet werden, welches sich in unmittelbarer Nachbarschaft zu einer Bahnlinie befindet. Das Gebäude ist unterkellert, die aufgehenden Wände bestehen aus Mauerwerk, während die Deckenplatte als zusammenhängendes Deckenfeld aus Stahlbeton erstellt worden ist. Es soll das Schwingverhalten von jeweils zwei übereinander liegenden Deckenfeldern (siehe Bild 6.1) untersucht werden. Die zur Verfügung stehenden Eingabeparameter sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

Boden	Scherwellengeschwindigkeit: $v_s = 190 \text{ m/s}$ Dichte: $\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$ Querdehnzahl: $\nu = 0.3$
Bauwerksgeometrie	Gesamtbauwerkslänge: $l_B = 9.0 \text{ m}$ Gesamtbauwerksbreite: $b_B = 8.8 \text{ m}$ Einbettung in den Baugrund: $d_B = 2.0 \text{ m}$ Fundamentart: Streifenfundamente – $A_F = 32 \text{ m}^2$
Geschossdecken	Deckenlänge: $a = 9.0 \text{ m}$ Deckenbreite: $b = 4.4 \text{ m}$ Masse: Decke EG und 1.OG $m_D = 17820 \text{ kg}$ Wirksame Dicke: Decke EG $d_0 = 18 \text{ cm}$, Decke 1.OG $d_0 = 18 \text{ cm}$ Auflagerung: Decke EG – eingespannt, Decke 1.OG – 1-seitig E-Modul Stahlbeton: $30\,000 \text{ N/mm}^2$
Aufgehende Struktur	E-Modul Mauerwerk: $20\,000 \text{ N/mm}^2$ Wanddicke: unterhalb EG $d = 36 \text{ cm}$, unterhalb 1.OG $d = 17.5 \text{ cm}$

Tabelle 6.1 Übersicht zu den Eingabeparametern für das Beispiel Einfamilienhaus

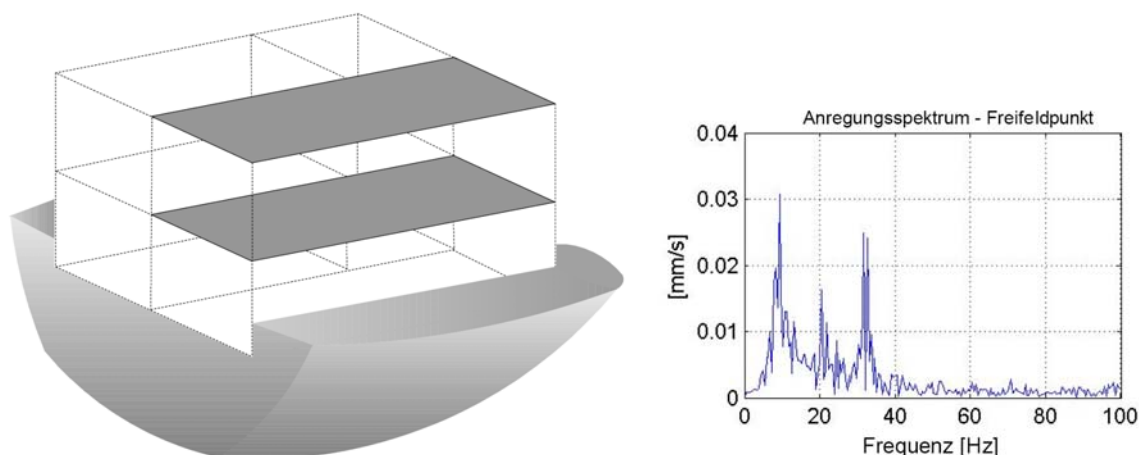


Bild 6.1 *links*: Modell eines messtechnisch und rechnerisch untersuchten Einfamilienhauses – Betrachtung der Schwingungen an den eingefärbten Deckenabschnitten – *rechts*: an einem ungestörten Freifeldpunkt gemessenes Anregungsspektrum (dominante Frequenz ca. 9Hz)

Der einem äquivalenten Kreisfundament mit der Bauwerksgrundfläche $A_B = 79.2 \text{ m}^2$ entsprechende Steifigkeitswert $k_0 = 1.97 \cdot 10^9 \text{ N/m}$ wird mit entsprechenden Korrekturfaktoren versehen. Wie aus dem in Bild 6.1 gezeigten Anregungsspektrum zu erkennen ist, liegt die niedrigste dominante Frequenz f_0 bei ca. 9 Hz. Aus der Geometrie ergibt sich ein Seitenverhältnis von nahezu $l_B/b_B = 1$. Der Korrekturfaktor zu Berücksichtigung der Frequenzabhängigkeit beträgt dann $k_{dyn} = 0.85$. Der sich aus der Einbettung des Gebäudes ergebende Faktor $k_E = 1.15$ und der für ein Flächenverhältnis $R_F/R_B = 0.63$ in Bild 5.3.5 abgelesene Faktor $k_{Fu} = 0.8$ führen zu einem korrigierten Wert für den die Fundamentsteifigkeit charakterisierenden Parameter des 2-Massen-Modells $k_B = 1.5 \cdot 10^9 \text{ N/m}$. Analog wird bei der Ermittlung des Dämpfungsparameters verfahren. Dieser ergibt sich nach Multiplikation mit den Korrekturfaktoren zu $c_B = 2.1 \cdot 10^7 \text{ Ns/m}$.

Der zu untersuchende Deckenabschnitt ist Teil einer durchlaufenden Deckenplatte, die zwischen Erdgeschoss und 1. Obergeschosses durch das Mauerwerk eingespannt ist. Infolge der Durchlaufwirkung sind jedoch nur die äußeren Ränder als fest eingespannt anzusehen, der an die anderen Abschnitte angrenzende Rand ist teilweise frei drehbar aufgelagert. Die Auflagersituation entspricht einem Bereich zwischen Fall II und Fall IV in Bild 5.5.1. Interpoliert man zwischen beiden Fällen, ergibt die Abschätzung eine Deckeneigenfrequenz von $f_{D-0} = 31.5 \text{ Hz}$. Da die Mauerwerkswände mit einer Breite von 36 cm sehr massiv sind, ist eine Berücksichtigung der Auflagerelastizität nicht notwendig. Anders bei dem Deckenabschnitt im 1.OG, wo aufgrund der geringeren Breite der aufgehenden Wände oberhalb des Kellers von einem Steifigkeitsverhältnis $EI_w/EI_d \approx 0.6$ auszugehen ist. Der Wert für die Eigenfrequenz mindert sich daher nach Bild 3.4.1e um den Faktor 0.9 bis 0.95 ab. Die Deckenränder sind außen allesamt frei drehbar aufgelagert. Allerdings muss infolge der Durchlaufwirkung von einem geringen Einspannmoment an den Innenwänden ausgegangen werden. Die Interpolation zwischen den Werten für Fall I und Fall VI ergibt eine geschätzte Eigenfrequenz von $f_{D-0} = 20 \text{ Hz}$ im 1. OG. Mit den Eigenfrequenzen lässt sich der Dämpfungsgrad für

beide Deckenabschnitte aus dem in Bild 5.6.1 dargestellten Diagramm ermitteln: Decke EG $D=5\%$, Decke 1.OG $D=4\%$.

Der Vergleich mit den durch Impulsanregung (*heel drop*) experimentell ermittelten Eigenfrequenzen (siehe Bild 6.2) zeigt eine gute Übereinstimmung der abgeschätzten und der gemessenen Werte. Die experimentellen Dämpfungswerte liegen etwas über den abgeschätzten Werten.

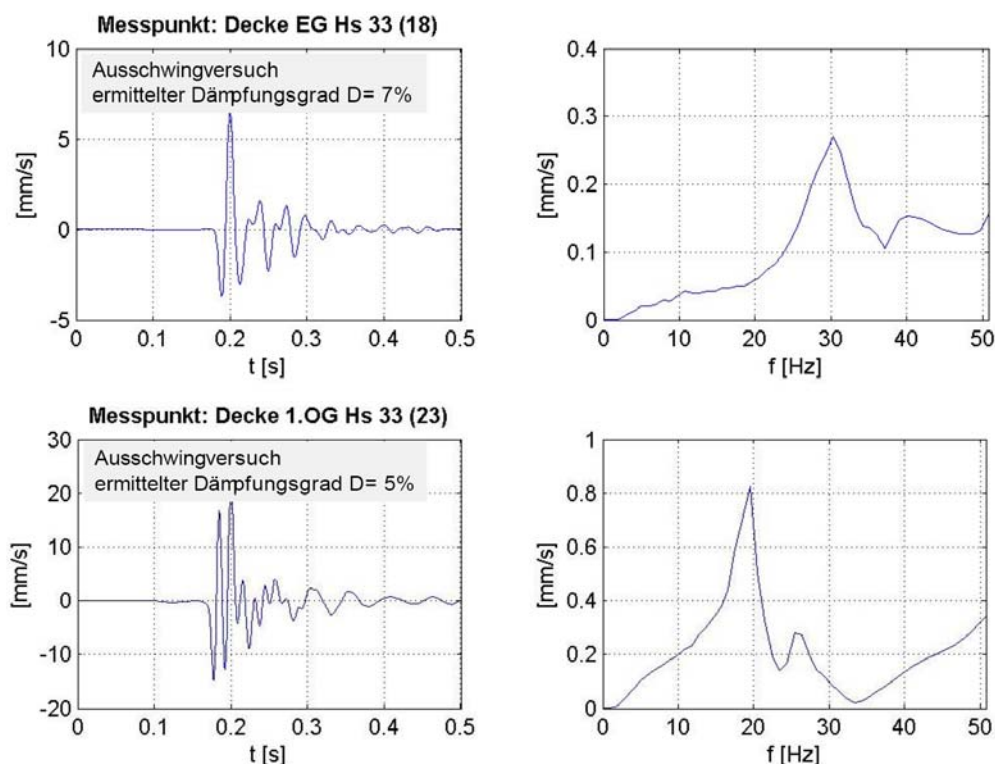


Bild 6.2 Durch Impulsanregung der Deckenabschnitte ermittelte Eigenfrequenzen und Dämpfungswerte – links: Schwinggeschwindigkeitsamplituden im Zeitverlauf – rechts: im Frequenzbereich

Mit Hilfe der abgeschätzten Eingabeparameter k_B , c_B , k_D sowie c_D lassen sich, auf Grundlage der Vergrößerungsfunktion des 2-Massen- Modells, Übertragungsfunktionen ermitteln. Diese sind im Vergleich zu gemessenen Funktionen und denen, die mittels eines komplexen FE- Modells erstellt wurden, in Bild 6.3 dargestellt. Die ermittelten Resonanzüberhöhungen stimmen sehr gut in Lage im Frequenzbereich und Überhöhungsfaktor überein. Liegen Bauwerkseigenfrequenz und Deckeneigenfrequenz dicht beieinander, so wie dies bei der Decke im 1.OG der Fall ist, zeigt sich, dass das reale Bauwerk frequenzselektiver ist als das Starrkörpermodell. Das bedeutet, dass sich die Resonanzüberhöhungen, trotzdem sie nah beieinander liegen, nicht überlagern. Auch bei den Ergebnissen der numerischen Berechnung werden die Amplituden im Bereich zwischen der Gesamtbauwerkseigenfrequenz und der Deckeneigenfrequenz durch letztgenannte Resonanz überlagert. Dieser Effekt konnte am realen Bauwerk nicht so stark festgestellt werden. Weiterhin weisen sowohl die experimentellen Ergebnisse, als auch das numerische Modell, zusätzliche Überhöhungen in höheren Frequenzbereichen auf. Diese können durch das 2-Massen- Modell natürlich nicht abgebildet werden.

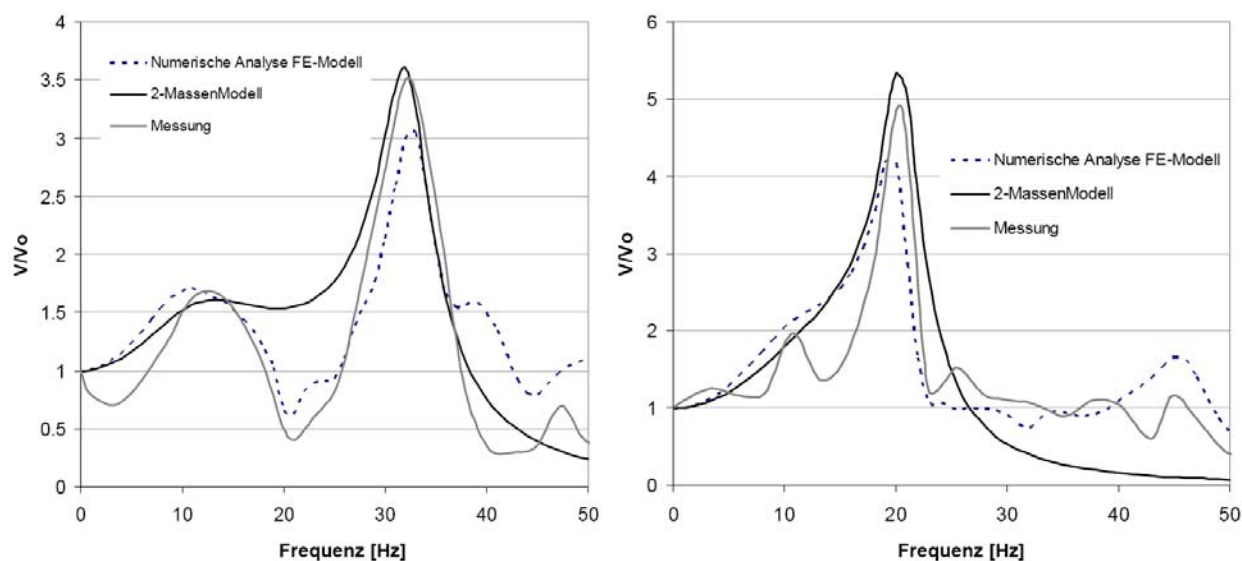


Bild 6.3 Messtechnisch ermittelte Übertragungsfunktionen der betrachteten Geschossdecken eines Einfamilienhauses im Vergleich zu Übertragungsfunktionen die mittels komplexer numerischer Berechnungen und mittels 2-Massen-Modell berechnet wurden.

Der Vergleich der gemessenen und aus den errechneten Übertragungsfunktionen gebildeten Antwortspektren der Deckenabschnitte (siehe Bild 6.4) zeigt jedoch, dass bei dem für Erschütterungsanregungen typischen Frequenzbereich, die höherfrequenten Überhöhungen nicht mehr relevant sind. Die prognostizierten Effektivwerte der Schwinggeschwindigkeitsamplituden stimmen somit gut mit den Messwerten überein. Diese sind entsprechend des gemessenen Antwortspektrums sowie der berechneten Spektren ermittelt worden (siehe Bild 6.4). Da die gemessenen Dämpfungswerte etwas höher sind, als die für die Berechnung mit dem 2-Massen-Modell verwendeten, fallen die mit dem analytischen Modell ermittelten Effektivwerte geringfügig höher aus.

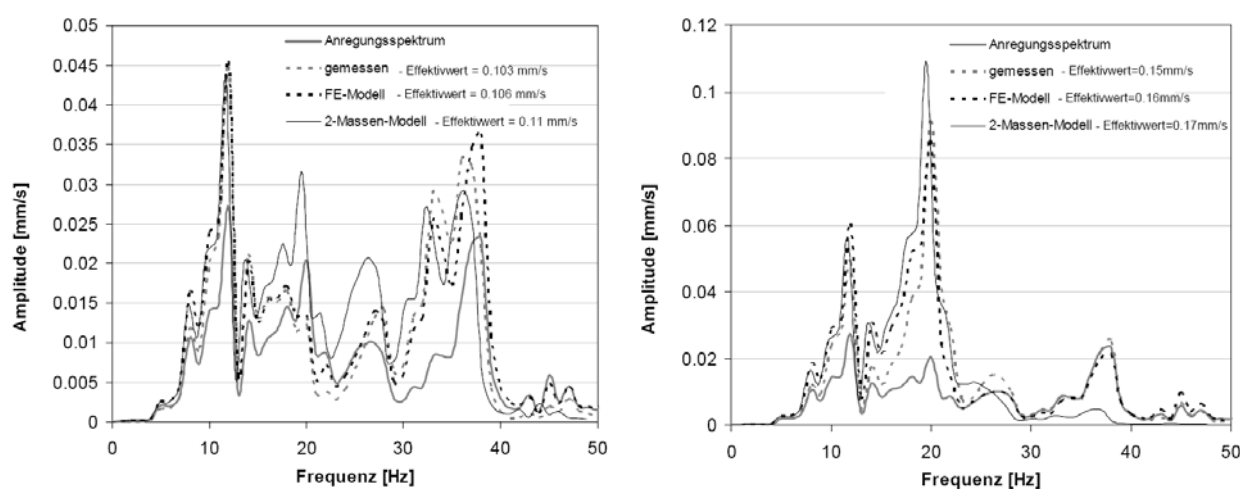


Bild 6.4 Gemessene und errechnete Antwortspektren der Deckenabschnitte des untersuchten Einfamilienhauses sowie die ermittelten Effektivwerte der Schwinggeschwindigkeitsamplituden – links: für den Deckenabschnitt im Erdgeschoss – rechts: für den Deckenabschnitt im 1.OG

Ein weiteres Beispiel ist die Geschossdecke einer als Wohn- und Bürogebäude dienenden Überbauung eines Straßenverkehr-Tunnels (Bild 6.5). Der gesamte Komplex ist auf Einzelpfählen bzw. Pfahlgruppen gegründet. Die mit dem in Abschnitt 5.3.2 und 5.4.2 vorgestellten Verfahren ermittelten Vertikalsteifigkeiten und Dämpfungswerte der Pfähle ergeben unter der Berücksichtigung der ermittelten Bodenparameter eine Gesamtsteifigkeit von $k_B = 1.425 \cdot 10^{11} \text{ N/m}$ und einen Gesamtdämpfungswert von $c_B = 1.843 \cdot 10^9 \text{ Ns/m}$. Die Gesamtmasse des Gebäudekomplexes beträgt ca. 28 000 t.

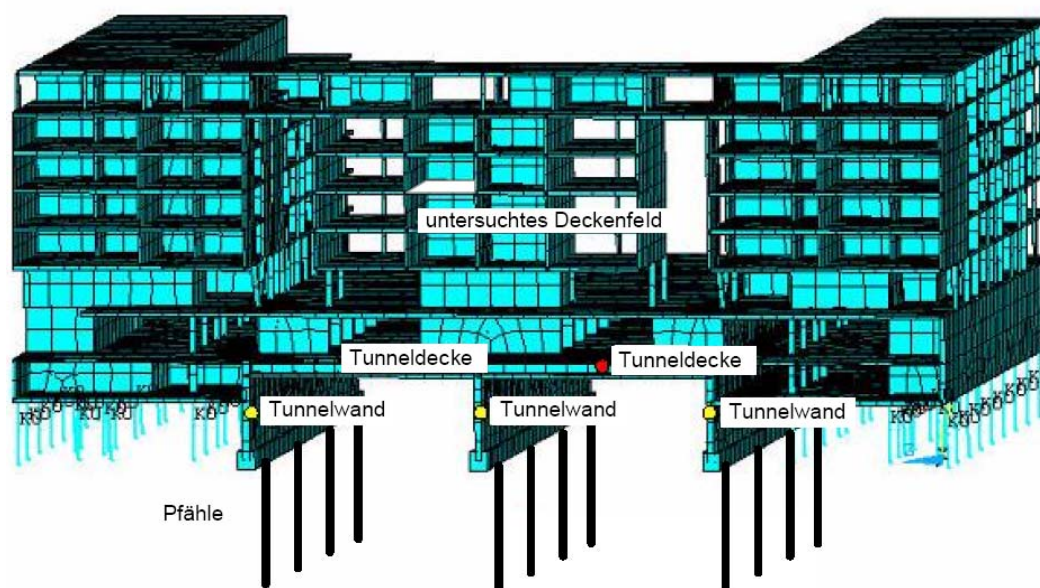


Bild 6.5 Untersuchter Gebäudekomplex - zugehöriges komplexes FE- Modell

Der betrachtete Deckenabschnitt besitzt einen vollkommen freien Rand, wohingegen die anderen Ränder fest eingespannt sind. Es ist jedoch auch bei diesem Gebäude die Wirkung einer durchlaufenden Deckenplatte zu berücksichtigen. Die Abmessungen der Decke betragen $5.0 \text{ m} \times 8.8 \text{ m}$, die wirksame Deckendicke ist 0.2 m . Die erste Biegeeigenfrequenz einer Deckenplatte mit frei drehbar aufgelagerten Rändern liegt 16 Hz . Berücksichtigt man das zusätzliche Einspannmoment infolge der Durchlaufwirkung, kann erneut zwischen den Werten in Tabelle 5.1 interpoliert werden. Die abgeschätzte Eigenfrequenz ergibt sich dann zu $f_{D-0} = 20 \text{ Hz}$. Das Steifigkeitsverhältnis zwischen Decke und als Auflager dienenden Wänden ist nahezu gleich Eins, so dass keine relevante Abminderung der Deckeneigenfrequenz erfolgt. Der Dämpfungsgrad der Decke kann unter Berücksichtigung der Höhenlage im Gebäude nach den Diagrammen in Bild 5.6.1 und 5.6.2 mit $D = 6 \%$ abgeschätzt werden. Die experimentelle Ermittlung der Deckeneigenfrequenz bestätigt den Wert der Abschätzung. Die ermittelten Dämpfungsgrade liegen bei ca. 12% der kritischen Dämpfung und damit über dem abgeschätzten Wert. Wie auch schon bei den zum Einfluss zusätzlicher Deckenmassen auf das Dämpfungsverhalten durchgeführten experimentellen Untersuchungen, kann die Ursache hierbei an den leichten Trennwänden auf dem untersuchten Deckenabschnitt liegen.

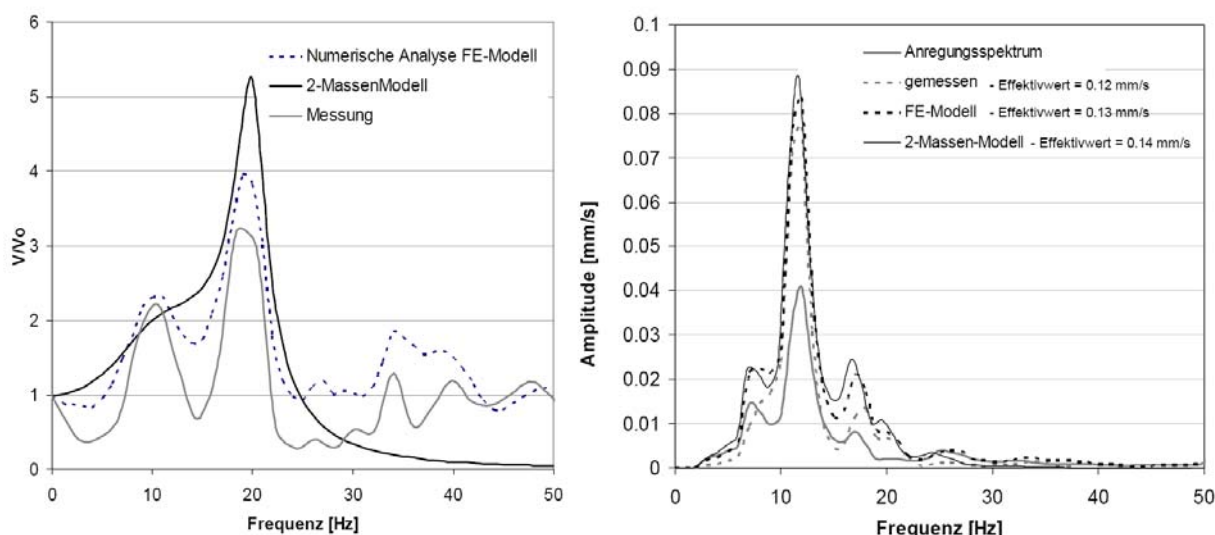


Bild 6.5 *links*: Gemessene und berechnete Übertragungsfunktionen für den untersuchten Deckenabschnitt des Büro- und Wohnkomplexes – *rechts*: Gemessene und berechnete Antwortspektren bei Anregung durch Straßenverkehr sowie die resultierenden Effektivwerte der Schwinggeschwindigkeitsamplituden

Während sich die Übertragungsfunktionen durch größeren Dämpfungswerte vor allem in der Größe der Resonanzüberhöhung unterscheiden, weisen die gemessenen und die rechnerisch ermittelten Antwortspektren nur geringe Abweichungen voneinander auf, so dass sich die ermittelten Effektivwerte ebenfalls nur gering unterscheiden. Da die elastischen Eigenschwingungen aufgehender Bauteile in einem Frequenzbereich oberhalb des Bereiches der Erschütterungsanregung auftreten, liefert das 2-Massen-Modell auch ohne Berücksichtigung dieser Eigenschwingungen eine realitätsnahe Abschätzung der Deckenamplituden.

Zum Abschluss sollen die Deckenabschnitte eines Gebäudekomplexes betrachtet werden, bei dem sich ein Abschnitt in einem Teil des Gebäudes befindet, das in Stützenbauweise errichtet wurde und ein anderer Abschnitt der sich in einem Teil des Gebäudes befindet, dass in massiver Bauweise errichtet wurde (siehe Bild 6.6). Beide Bereiche sind komplett aus Stahlbeton erstellt worden. Zur Abschätzung der Deckeneigenfrequenzen werden die Geometrie der Decken sowie die Auflagerbedingungen etwas vereinfacht. Die wirksame Dicke der durchgehenden Stahlbetonplatte beträgt $d_0 = 0,22$ m. Die Deckeneigenfrequenzen können nach Bild 5.5.1 bzw. nach Tabelle 5.1 abgeschätzt werden. Für den größeren Deckenabschnitt (6,5 m x 12,5 m) der in massiver Wand-Decke Bauweise erstellt wurde, kann zwischen den Fällen II und III (Bild 5.20) interpoliert werden. Dadurch wird, wie auch schon bei den anderen Beispielen, die Durchlaufwirkung der gesamten Deckenplatte berücksichtigt. Die Abschätzung ergibt eine Eigenfrequenz von $f_{D-0} = 19,5$ Hz. Der kleinere, auf Stützen gelagerte, Deckenabschnitt (5,7 m x 4,8 m) kann als Kombination der Fälle XXIV und XXVIII betrachtet werden. Die abgeschätzte Eigenfrequenz ergibt sich dann zu $f_{D-0} = 22,5$ Hz. Die experimentell ermittelten Eigenfrequenzen bestätigen diese Abschätzungen. Die tatsächlichen Eigenfrequenzen liegen für den großen Abschnitt bei $f = 19$ Hz und für den kleinen Abschnitt bei $f = 23,5$ Hz. Zur Abschätzung des Dämpfungsgrades der Deckenabschnitte wurde wiederum das in Bild 5.6.1 abgebildete Diagramm verwendet. Zusätzlich wurden die Dämpf-

fungswerte mit den in Bild 5.6.2, in Abhängigkeit von der Höhenlage innerhalb des Gebäudes, dargestellten Werten korrigiert. Dabei ergaben sich Dämpfungsgrade zwischen $D = 6.5 \%$ und 7.0% .

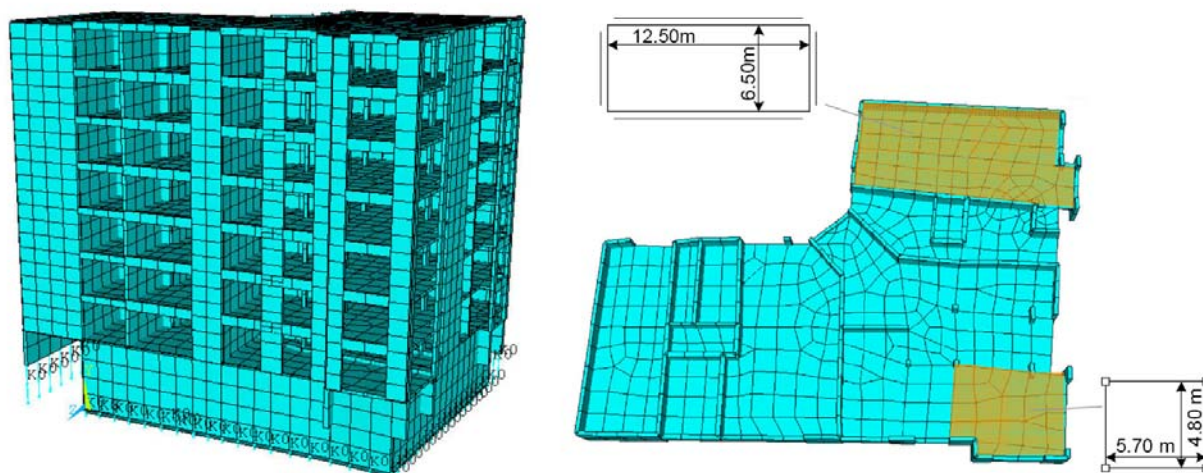


Bild 6.6 FE- Modell des untersuchten Wohnkomplexes – Betrachtete Deckenabschnitte und Vereinfachungen zur Abschätzung der Deckeneigenfrequenzen

Die Gründung des Gebäudekomplexes ($m_B = 5000 \text{ t}$) besteht aus einer massiven Bodenplatte ($d = 0.8 \text{ m}$). Die Abschätzung der Steifigkeit eines äquivalenten Kreisfundamentes ergibt für die ermittelten Bodenkennwerte ($v_S = 170 \text{ m/s}$, $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$) einen Wert von $k_0 = 3.7 \cdot 10^9 \text{ N/m}$, welcher zur Berücksichtigung der Frequenzabhängigkeit und der Einbettung in den Baugrund (hier ca. 6 m) noch mit Korrekturfaktoren ($k_E = 1.2$ und $k_{dyn} = 0.82$) versehen wird. Analog wird mit dem abgeschätzten Dämpfungswert ($c_0 = 2.34 \cdot 10^8 \text{ Ns/m}$) verfahren ($c_{dyn} = 0.95$ und $c_E = 1.8$).

Die gemessenen und errechneten Übertragungsfunktionen sowie die resultierenden Antwortspektren im Vergleich zu dem gemessenen Spektrum sind im Bild 6.7 für den auf Wänden gelagerten Deckenabschnitt und im Bild 6.8 für den auf Stützen gelagerten Abschnitt dargestellt. Erneut weisen die Übertragungsfunktionen im Bereich der Gesamtbauwerkseigenfrequenz und der Deckeneigenfrequenz eine gute Übereinstimmung untereinander auf. Die elastischen Eigenschwingungen im Bereich oberhalb der Deckeneigenfrequenz sind bei den gemessenen Übertragungsfunktionen weniger dominant als dies die Ergebnisse der Rechnung mit dem komplexen FE- Modell vermuten lassen. Bei dem auf Stützen gelagerten Deckenabschnitt treten sowohl bei den FE- Berechnungen als auch bei den gemessenen Ergebnissen zusätzliche Überhöhungen unterhalb der Deckenresonanzen auf. Mit Hilfe des FE- Modells konnten diese als Überhöhung infolge der Deckenresonanz des benachbarten Deckenabschnitts identifiziert werden. Der Einfluss ist jedoch relativ gering, so dass eine Modellierung mit dem 2-Massen- Modell nach wie vor gerechtfertigt ist. Auch hier zeigt sich eine verstärkte Frequenzselektivität bei den gemessenen Werten und dem komplexen Modell, während der Frequenzbereich zwischen Bauwerkseigenfrequenz und Biegeeigenfrequenz des Deckenabschnitts von der Deckenresonanz überlagert wird. Dies ist ein Effekt,

der sich bei dem auf Stützen gelagerten Abschnitt als Vorteil auswirkt, da so die Überhöhungen infolge der Beeinflussung durch den benachbarten Abschnitt erfasst werden.

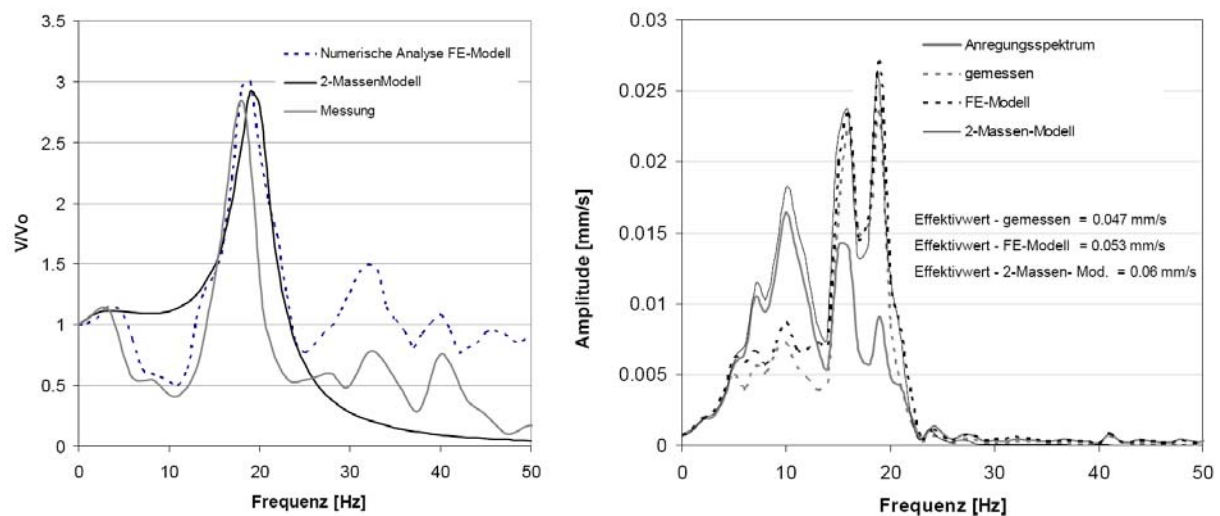


Bild 6.7 *links*: Gemessene und berechnete Übertragungsfunktionen für den untersuchten Deckenabschnitt (6.5 m x 12.5 m) des Wohnkomplexes – *rechts*: Gemessene und berechnete Antwortspektren bei Anregung durch u-Bahn-Verkehr sowie die resultierenden Effektivwerte der Schwinggeschwindigkeitsamplituden

Daher unterscheiden sich die aus den Antwortspektren gebildeten Effektivwerte nur gering. Der mit dem 2-Massen-Modell ermittelte höhere Effektivwert ist dabei weniger auf die größere Überhöhung im Bereich der Deckenresonanz, als auf die fehlende erwähnte Frequenzselektivität zurückzuführen.

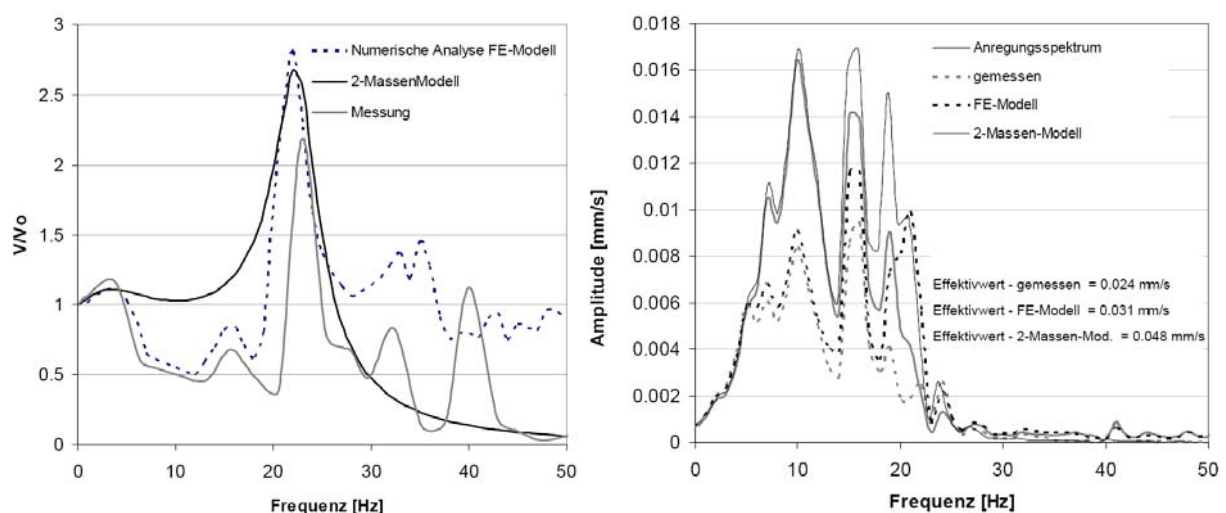


Bild 6.8 *links*: Gemessene und berechnete Übertragungsfunktionen für den untersuchten Deckenabschnitt (5.7 m x 4.8 m) des Wohnkomplexes – *rechts*: Gemessene und berechnete Antwortspektren bei Anregung durch u-Bahn-Verkehr sowie die resultierenden Effektivwerte der Schwinggeschwindigkeitsamplituden

6.2 Schlussfolgerungen und Zusammenfassung

Wie die Beispiele zur Immissionsprognose verdeutlichen, lässt sich das Schwingungsverhalten unterschiedlichster Gebäudetypen mit dem 2-Massen-Modell und den zugehörigen Eingabeparametern erfassen. Mit der Einbettung des Gebäudes in den Baugrund verbundene Effekte werden ebenso gut berücksichtigt wie die Frequenzabhängigkeit des Schwingungsverhaltens. Gleiches gilt für die Berücksichtigung des Fundamenttyps. Auch die Abschätzung der vertikalen Steifigkeit von Pfählen bzw. Pfahlgruppen führte zu zufrieden stellenden Ergebnissen. Sowohl die rechnerisch ermittelte Lage der Gesamtbauwerksfrequenzen als auch deren Resonanzüberhöhungen liegen dabei im Bereich der experimentell bestimmten Werte.

Es zeigte sich, dass bei der Abschätzung der das Deckenschwingverhalten bestimmenden ersten Biegeeigenfrequenz eines Deckenabschnittes vor allem die Durchlaufwirkung der gesamten Deckenplatte zu beachten ist. Die Berücksichtigung des verringerten Einspannmomentes am Plattenrand kann dabei durch Interpolation der Korrekturfaktoren für die verschiedenen Auflagerbedingungen erfolgen. Zusätzlich bedarf es bei geringer Steifigkeit der Auflager einer Berichtigung des Wertes für die Deckeneigenfrequenz mit Hilfe der dafür abgeleiteten Korrekturfaktoren. Dadurch wird ebenfalls der Einfluss der aufgehenden Struktur berücksichtigt.

Vor allem die Abschätzung des Dämpfungsgrades der betrachteten Geschossdecken ist mit Unsicherheiten behaftet, da die tatsächliche Dämpfung größer ist als die reine Materialdämpfung. Die zu der Vergrößerung führenden Mechanismen, wie etwa zusätzliche Massen auf dem Deckenfeld oder eine Vergrößerung der Strukturdämpfung mit zunehmender Höhenlage, lassen sich nur schwer erfassen und verallgemeinern. Dennoch konnten mit Hilfe zahlreicher Messergebnisse empirische Anhaltswerte zum Dämpfungsgrad von Geschossdecken definiert werden. Diese konservative Abschätzung der Dämpfungsmechanismen vermeidet dabei ein Unterschätzen der prognostizierten Erschütterungsamplituden. Um diesen Fall generell zu vermeiden, empfiehlt es sich bei Unsicherheiten, die verschiedenen Eingabeparameter (wie etwa der abgeschätzten Deckeneigenfrequenz) zu variieren und die maximal prognostizierten Erschütterungsamplituden mit dem hier vorgestellten Verfahren zur Berücksichtigung von Fehlern zu ermitteln.

Die Modellierung einer komplexen Struktur durch ein Ersatzmodell mit nur zwei Freiheitsgraden stößt natürlich an Grenzen. Zum einen macht sich das bei der Betrachtung aller, mit elastischen Eigenschwingungen der aufgehenden Struktur verbundenen, Resonanzüberhöhungen bemerkbar. Diese können durch das 2-Massen-Modell nicht erfasst werden. Da diese jedoch in der Regel in Frequenzbereichen auftreten, die oberhalb des dominanten Frequenzbereichs der Erschütterungsanregung liegen, ist eine Vernachlässigung dieser Überhöhungen vertretbar. Weiterhin kann die Frequenzselektivität einer komplexen Struktur mit einem solchen einfachen Modell nicht abgebildet werden. Das bedeutet, dass die Übertragungsfunktionen einzelne Resonanzpeaks aufweisen, andere Bereiche von diesen Resonanzen jedoch nicht überlagert werden. Bei dem 2-Massen-Modell sind diese Überlagerun-

gen unvermeidlich, führen allerdings zu einer sicheren Abschätzung bei der Ermittlung der Antwortspektren.

Die für das Prognosemodell abgeleiteten Korrekturfaktoren liefern einen guten Überblick über die relevanten Einflüsse und lassen sich ebenso für komplexere Prognoseverfahren verwenden. So können zum Beispiel alle den Erschütterungseintrag betreffenden Parameter mit Hilfe der Korrekturfaktoren berichtigt und diese dann bei einer detaillierten Bauwerksmodellierung mittels eines FE- Programms verwendet werden.

Neben der Quantifizierung diverser Einflüsse auf das Schwingungsverhalten von Gebäuden, bieten die dafür notwendigen empirischen Ergebnisse realistische Vergleichswerte zur Abschätzung der Gebäudeschwingungen. Dies betrifft sowohl die Übertragungsfaktoren beim Übergang der Erschütterungen vom Baugrund auf das Gebäude als auch die Erschütterungsweiterleitung innerhalb des Gebäudes. Hierfür konnten anhand der Messergebnisse, Anhaltswerte im Zeit- und Frequenzbereich in Abhängigkeit verschiedener, das Bauwerk charakterisierender, Parameter abgeleitet werden. Diese ermöglichen eine grobe Abschätzung der Bauwerksreaktion auf bekannte Erschütterungen, wie z. Bsp. Anregungen, die aus Schienenverkehr resultieren.

Mit dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren und den zuvor dargestellten Ergebnissen numerischer und experimenteller Untersuchungen ist es möglich, das komplexe Schwingungsverhalten von Geschossdecken eines Gebäudes auf einfachem Weg realitätsnah abzuschätzen. Die dabei benötigte Anzahl der Eingabeparameter liegt dabei für eine praxisnahe Handhabung in vertretbarem Umfang. Teilweise können die erforderlichen Parameter auf einfache Weise abgeschätzt werden. Im Rahmen von für Erschütterungsgutachten erstellten Prognosen hat sich das vorgestellte Verfahren bewährt und konnte durch Messungen bestätigt werden.

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

Allgemein:

a	Abmessung größere Seite eines betrachteten Deckenfeldes
a_0	dimensionslose Frequenz
A	Abnahmefunktion der Erschütterungen im Halbraum
A_{Fg}	Fundamentfläche
A_B	Gesamtbauwerksfläche
A_D	vertikale Kontaktfläche Fundament bzw. Gebäude/ Baugrund
b	Abmessung kürzere Seite eines betrachteten Deckenfeldes
b_B	Gesamtbauwerksbreite / Fundamentbreite
B_ψ	Massenverhältnis bei Kippschwingungen
B_z	dimensionsloser Massefaktor nach [63]
c	Dämpfungswert (allgemein)
c_0	Dämpfungswert eines äquivalenten Kreisfundamentes
c_{dyn}	Korrekturfaktor des Dämpfungswertes zur Berücksichtigung der Frequenzabhängigkeit
c_E	Korrekturfaktor des Dämpfungswertes zur Berücksichtigung der Einbettung in den Baugrund
c_{Fu}	Korrekturfaktor des Dämpfungswertes zur Berücksichtigung des Fundamenttyps und der Fundamentfläche
c_z	Dämpferkonstante bei vertikalen Schwingungen
c_{z-e}	Dämpferkonstante bei eingebetteten Fundamenten bzw. Gebäuden nach [28]
c_ψ	Dämpferkonstante bei Kippschwingungen
c_B	Dämpfungswert bezüglich Erschütterungseintrag – 2-Massen- Modell
c_D	Dämpfungswert bezüglich Deckenschwingungen – 2-Massen- Modell
c_{zP}	Dämpfungswert eines vertikal dynamisch belasteten Einzelpfahls
D	Dämpfungsmaß, entspricht dem Lehrschen Dämpfungsmaß c/c_{krit}
E	Elastizitätsmodul
E_D	Elastizitätsmodul Decke
E_P	Elastizitätsmodul eines Pfahles
E_S	Elastizitätsmodul des Baugrunds
EI_f	Biegesteifigkeit Fundament (quer zur Wellenausbreitungsrichtung)
EI_g	Biegesteifigkeit Gebäude (quer zur Wellenausbreitungsrichtung)
EI_d	Biegesteifigkeit Decke
EI_w	Biegesteifigkeit Wand
EI_s	Biegesteifigkeit Stütze
f	Anregungsfrequenz
f_B	Gesamtbauwerkseigenfrequenz
f_1, f_2	Relevante Frequenzen bei Ermittlung der Dämpfung mittels Bandbreitenmethode
$f_{18,1}$	Einflussfaktor Pfahlsteifigkeit bei der vertikalen Steifigkeit Pfahlgründung [58]
$f_{18,2}$	Einflussfaktor Pfahlsteifigkeit bei Dämpfungswert einer vertikal belasteten Pfahlgründung nach [58]

F_S	Einflussfaktor Pfahlsteifigkeit nach [45]
f_D	Deckeneigenfrequenz
f_{D0}	1. Biegeeigenfrequenz einer frei aufgelagerten Deckeneigenplatte
f_k	Einflussfaktor Pfahlsteifigkeit bei praxisnahe Prognoseverfahren (Steifigkeit)
f_c	Einflussfaktor Pfahlsteifigkeit bei praxisnahe Prognoseverfahren (Dämpfungswert)
f_{ch-D}	Faktor zur Erfassung der Zunahme der Strukturdämpfung von Geschossdecken mit zunehmender Höhenlage
f_i/f_0	Verhältnis Deckeneigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Höhenlage
G	Schubmodul des Baugrunds
G_{eq}	äquivalenter Schubmodul zur Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit
$h(t)$	Fußpunkterregung bei der Herleitung eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers
k	Steifigkeit bzw. Federkonstante (allgemein)
k_0	Steifigkeitswert eines äquivalenten Kreisfundamentes
k_{dyn}	Korrekturfaktor des Steifigkeitswertes zur Berücksichtigung der Frequenzabhängigkeit
k_E	Korrekturfaktor des Steifigkeitswertes zur Berücksichtigung der Einbettung in den Baugrund
k_{Fu}	Korrekturfaktor des Steifigkeitswertes zur Berücksichtigung des Fundamenttyps und der Fundamentfläche
k_z	Federkonstante bei vertikalen Schwingungen
k_{z-e}	Federkonstante bei eingebetteten Fundamenten bzw. Gebäuden nach [28]
$k_{z-dyn-e}$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Frequenzabhängigkeit bei eingebetteten Fundamenten bzw. Gebäuden nach [28]
k_ψ	Federkonstante bei Kippschwingungen
k_B	Steifigkeitswert bezüglich Erschütterungseintrag – 2-Massen- Modell
k_D	Steifigkeitswert bezüglich Deckenschwingungen – 2-Massen- Modell
k_{zP}	Vertikalsteifigkeit eines Pfahls
l_B	Bauwerkslänge
l_F	Fundamentlänge
l_p	Pfahllänge
m_B	Masse des Bauwerks
m_D	Masse der untersuchten Geschossdecke
n_P	Anzahl der Pfähle einer Pfahlgruppe
n_S	Stockwerksanzahl eines Gebäudes
P_0	Kraft auf ein Fundament
r_0	Fundamentradius
r_{eq}	äquivalenter Fundamentradius
r	Abstand von Erschütterungsquelle
R	normierter Abstand von Erschütterungsquelle
u	Amplitude im Zeitverlauf einer Abklingkurve
v_s	Scherwellengeschwindigkeit im Baugrund
v_{La}	Ausbreitungsgeschwindigkeit Kompressionswellen im Baugrund
v_0	Vergrößerungsfaktor Bauwerksamplituden am Punkt der Anregung
v_n	Vergrößerungsfaktor Bauwerksamplituden in Höhe der Stockwerksanzahl n

V_{eff}	Effektivwert des Frequenzspektrums
V_F	Übertragungsfaktor Freifeld – Fundament (v/v_0)
V_D	Übertragungsfaktor Freifeld – Decke (v/v_0)
V	Vergrößerungsfunktion 1-Massenschwinger
V_{max}	Überhöhungsfaktor eines Resonanzpeaks im Frequenzbereich
w_D	Verschiebungen Deckenmasse – 2-Massen- Modell
w_B	Verschiebungen Gesamtbauwerk – 2-Massen- Modell
α	Abkürzung bei der Herleitung eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers
β	Abkürzung bei der Herleitung eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers
ε_B	Abkürzung bei der Herleitung eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers
ε_D	Abkürzung bei der Herleitung eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsgeschwindigkeit
η	Abkürzung bei der Herleitung eines fußpunkterregten 2-Massenschwingers
φ	Phasenwinkel
λ	Wellenlänge
μ	bezogenes Deckengewicht (pro m ²)
ν	Querdehnzahl / Poissonzahl des Baugrunds
ν_D	Querdehnzahl Decken
θ	Ausbreitungswinkel von Kompressionswellen unterhalb eines Fundamentes
ρ	Dichte des Baugrunds
ρ_P	Dichte eines Pfahls
σ	Normalspannung im Baugrund
τ	Scherspannung im Baugrund
ω, Ω	Anregungsfrequenz
ξ	Materialdämpfung (Lehrsches Dämpfungsmaß)

Vektoren und Matrizen bei der Herleitung der verwendeten Rechenverfahren:

gekoppeltes BEM/FEM Verfahren:

$\{\tilde{\mathbf{p}}\}$	Vektor der Knotenpunktkräfte
$\{\hat{\mathbf{p}}_e\}$	eingeprägte äußere Knotenkraft
$\{\hat{\mathbf{p}}_f\}$	freie Knotenkraft
$\{\tilde{\mathbf{p}}^R\}$	Knotenpunktkräfte an jeder Schichtgrenze
$\{\tilde{\mathbf{u}}\}$	Vektor der Knotenpunktverschiebungen
$\{\hat{\mathbf{u}}_e\}$	eingeprägte äußere Knotenverschiebung
$\{\hat{\mathbf{u}}_f\}$	freie Knotenverschiebung
$\{\tilde{\mathbf{u}}^R\}$	eingeprägte Randverschiebungen

$[\tilde{K}]$	Komplexe Steifigkeitsmatrix
$[M]$	Reelle Massenmatrix
$[\tilde{R}]$	dynamische Steifigkeitsmatrix eines Randbereichs
$[\tilde{S}]$	Systemmatrix
$\tilde{E}$	komplexer Elastizitätsmodul zur Berücksichtigung der Materialdämpfung
$\tilde{G}$	komplexer Schubmodul zur Berücksichtigung der Materialdämpfung
$\tilde{\lambda}'$	komplexe Lamesche Konstante zur Berücksichtigung der Materialdämpfung
$\tilde{\nu}$	komplexe Querdehnzahl zur Berücksichtigung der Materialdämpfung

FE- Berechnungsverfahren:

$\mathbf{u}$	Vektor der Knotenverschiebungen
$\mathbf{u}_{re}$	reeller Verschiebungsanteil
$\mathbf{u}_{im}$	imaginärer Verschiebungsanteil
$\mathbf{C}$	Dämpfungsmatrix
$\mathbf{K}$	Steifigkeitsmatrix
$\mathbf{K}^{eq}$	äquivalente Steifigkeitsmatrix (Strukturdynamik)
$\mathbf{M}$	Massenmatrix
α_R	massenproportionaler Dämpfungsfaktor bei Verwendung des Rayleigh Dämpfungsmodells
β_R	steifigkeitsproportionaler Dämpfungsfaktor bei Verwendung des Rayleigh Dämpfungsmodells
β_c	Steifigkeitsmultiplikator zur Erfassung der Strukturdämpfung
β_{mi}	Faktor zur Erfassung der materialspezifischen Dämpfung

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] DIN DIN 4150: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 1: Grundsätze, Vorermittlung und Messungen von Schwingungsgrößen, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin 1999
- [2] DIN DIN 4150: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin 1999
- [3] DIN DIN 4150: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin 1999
- [4] DGEg Empfehlungen Arbeitskreis Baugrunddynamik der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. – Veröffentlichungen aus dem Grundbauinstitut der TU Berlin, 2002
- [5] H. Antes
B. Steinfeld Dynamic response of elastic structures in unilateral soil contact with friction – Proceeding EURODYN '90 Balkema, Rotterdam, 1990
- [6] L. Auersch Durch Bodenerschütterungen angeregte Gebäudeschwingungen – Ergebnisse von Modellrechnungen. Forschungsbericht 108 der Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, 1984
- [7] L. Auersch Berechnung des Schwingungsverhaltens von Gebäuden bei Einwirkung von Erschütterungen -Bauingenieur 59, 1984
- [8] L. Auersch
B. Ebner Erschütterungsimmissionen in Gebäuden – eine Parameterstudie und messtechnische Untersuchungen zur Deckenresonanz – Bautechnik 65, 1988
- [9] L. Auersch Wechselwirkung starrer und flexibler Strukturen mit dem Baugrund insbesondere bei Anregung durch Bodenerschütterungen, Forschungsbericht 151 der Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, 1988
- [10] L. Auersch Fundamentalschwingungen und Wellenausbreitung bei inhomogenen Böden – Beiträge zur Dynamik der Verkehrssysteme, Forschungsbericht 226 der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung Berlin, 1998
- [11] L. Auersch Zur erschütterungsmindernden Wirkung von Schichten im Boden, Wave Propagation and Reduction of Vibrations, Berg-Verlag, Bochum 1994
- [12] L. Auersch Zur praxisorientierten Berechnung der Steifigkeit und Dämpfung von Fundamenten und Fahrwegen, Tagungsband der D-A-CH Erdbeben und Baudynamik, Innsbruck, 2001

- [13] L. Auersch
S. Said
W. Schmid
W. Rücker Erschütterungen im Bauwesen: Messergebnisse an verschiedenen Gebäuden und eine einfache Berechnung von Fundament-, Wand und Deckenschwingungen (Teil 1 & 2) - Bauingenieur 79, 2004
- [14] L. Auersch,
W. Rücker
U. Gerstberger
C. Meinhardt Praxisgerechtes Prognoseverfahren für Schienenverkehrerschütterungen – Schlussbericht zum BmBF Vorhaben – Bundesanstalt für Materialforschung und – prüfung, 2006
- [15] M. Anandakrishnan
N.R. Krishnaswamy Response of embedded footings to vertical vibrations- Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol.99, 1973
- [16] H. Bachmann
W. Ammann Schwingungsprobleme bei Bauwerken – Structural Engineering Documents, IABSE (1987)
- [17] Y. O. Beredugo
M. Novak Coupled horizontal and rocking vibrations of embedded footings – Canadian Geotechnical Journal Vol. 9, 1972
- [18] N. Breitsamter Ersatzmodelle zur Bestimmung der Schwingungsantwort von Gebäuden unter Anregung durch Bodenerschütterungen, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau TU München, 1996
- [19] A. Büttner Beitrag zur Beschreibung des Dämpfungsverhaltens von Stahlbetonbalken, Dissertation ISM Bauhausuniversität Weimar, 1993
- [20] G. Burkhardt Einige offene Fragen bei der Beschreibung der Dämpfung von Stahlbeton – Mitteilungen des Instituts für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar, 2000
- [21] P. Chatterjee
G. Degrande
S. Jacobs
J. Charlier
P. Bouvet
D. Brassen Experimental results of free field and structural vibrations due to underground railway traffic – Tenth International Congress on Sound and Vibration, Stockholm, 2003
- [22] N. Chouw
R. Lee
G. Schmid Ausbreitung von Erschütterungen in homogenem Boden - Bauingenieur 65, 1990
- [23] N. Chouw
G. Schmid Influence of the geometrical effects of the soil on the structure-soil-structure interaction – Proceeding EUROLYN '90 Balkema, Rotterdam, 1990
- [24] N. Chouw Berechnungen von Tragwerkschwingungen unter Berücksichtigung des dynamischen Übertragungsverhaltens des Baugrunds, Mitteilung Nr. 94-3 der Ruhr Universität Bochum 1994
- [25] R. W. Clough
J. Penzien Dynamic of Structures, CSI Computers & Structures, Berkeley, 2004

- [26] R. Dobry
G. Gazetas Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups - Geotechnique Vol. 38,1988
- [27] R. Flesch Baudynamik praxisgerecht - Band I: Berechnungsgrundlagen – Bauverlag GmbH (1993)
- [28] G. Gazetas Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations – Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, 1991
- [29] G. Gazetas
K.H. Stokoe Free vibration of embedded foundations: Theory versus Experiment – Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, 1991
- [30] G. Gazetas Static and dynamic displacements of foundations on heterogeneous multilayered soils – Geotechnique Vol. 30,1980
- [31] G. Gazetas
K. Fan
A. Kaynia
E. Kausel Dynamic interaction factors for floating pile groups - Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, 1991
- [32] G. Gazetas
N. Makris Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction. Part I: Analysis of axial vibration – Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, 1991
- [33] G. Gazetas,
R.Dobry
J.L.Tassoulas Vertical response of arbitrarily shaped embedded foundations- Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 11,1985
- [34] H. Graßhoff
M. Kany Berechnung von Flächengründungen – Grundbau Taschenbuch, Fünfte Auflage Teil 3, Ernst und Sohn, 1997
- [35] H. Grundmann
G. Müller Erschütterungseinleitung in Bauwerke und Maßnahmen zur Reduzierung von Erschütterungen und sekundärem Luftschall, Bauingenieur 69(1994) S.129-137
- [36] H.G. Hartmann Pfahlgruppen in geschichteten Boden unter dynamischer Belastung, Dissertation TH Darmstadt, 1985
- [37] H.G. Hartmann
H. Sadegh Azar Übertragung von Erschütterungen durch den Erdboden sowie Prognose der induzierten Gebäudeschwingungen – D-A-CH Mitteilungsblatt, Band 79, 2004
- [38] D. Heiland
T. Jaquet Tieffrequente Bauwerksentkopplung als Schutz gegen Erschütterungen. VDI-Berichte 1145,1994
- [39] U. Holzlöhner The use of an equivalent homogenous half-space in soil-structure interaction analyses – 5th International conference on Structural Mechanics in reactor Technology Berlin, 1979
- [40] U. Holzlöhner Schwingungen von Fundamenten.
Bodendynamik – Grundlagen und Anwendung (Hrsg. Wolfgang Haupt), Vieweg Verlag, 1986

- [41] U. Holzlöhner Schwingungen des elastischen Halbraums bei Erregung auf einer Rechteckfläche. Ingenieur Archiv 38, 1969
- [42] U. Holzlöhner Vibrations of the elastic Half-Space due to vertical surface loads, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 8, 1980
- [43] A.M. Kaynia
E. Kausel Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups – Research Report, Massachusetts Institute of Technology, 1982
- [44] A. Klar
S. Frydman Three-Dimensional Analysis of Lateral Pile Response using Two-Dimensional Explicit Numerical Scheme - Canadian Geotechnical Journal Vol. 39, 2002
- [45] R. L. Kuhlemeyer Vertical Vibrations of Piles - Journal of Geotechnical Engineering, GT 2, 1979
- [46] J. Lysmer Vertical Motion of Rigid Footings. Dept. of Civil Eng., Univ. of Michigan Report to WES Contract Report No. 3-115 under Contract, No. DA-22-079-eng-340 (1965)
- [47] B.K. Maheshwari Three-dimensional finite element nonlinear dynamic analysis of pile groups for lateral transient and seismic excitations - Canadian Geotechnical Journal Vol. 41, 2004
- [48] C. Meinhardt Messungen an Ein- und Mehrfamilienhäusern – Bericht zum BMBF- Vorhaben 19U0039B, BAM, Berlin, 2004
- [49] C. Meinhardt Erschütterungsübertragung in Gebäude - Numerische und experimentelle Untersuchungen - VDI Berichte Nr. 1754 – Baudynamik, VDI Verlag GmbH, Düsseldorf, 2003
- [50] C. Meinhardt
W. Rücker Abbildung von Geschoßdecken und Unterzügen bei numerischen Berechnungen zur Erschütterungsprognose – VDI Bericht „Baudynamik“, 2006
- [51] C. Meinhardt Das Schwingungsverhalten von Gebäuden: Eine numerische Studie mit Hilfe der FE- Methode – Bericht zum BMBF- Vorhaben 19U0039B, BAM, Berlin, 2003
- [52] C. Meinhardt Durch U- Bahnverkehr angeregte Schwingungen eines 4-geschossigen Wohngebäudes – Bericht zum BMBF- Vorhaben 19U0039B, BAM, Berlin, 2003
- [53] C. Meinhardt Berechnungen zum Schwingungsverhalten von Gebäuden mit Hilfe der gekoppelten Randelement- und Finiten element- Methode – Bericht zum BMBF- Vorhaben 19U0039B, BAM, Berlin, 2005
- [54] J. Melke Durchführung von Immissionsprognosen für Schwingungs- und Körperschalleinwirkungen / Joachim Melke – Essen, Landesanstalt für Immissionsschutz Nordrhein-Westfalen, 1992

- [55] K. Meskouris Baudynamik – Modelle, Methoden, Praxisbeispiele – Ernst & Sohn (1999)
- [56] A. Mita
J. E. Luco Impedance functions and input motions for embedded square foundations – Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, 1989
- [57] F. P. Müller Baudynamik – Betonkalender Teil 2, Verlag Ernst und Sohn, 1978
- [58] M. Novak Dynamic Stiffness and Damping of Piles - Canadian Geotechnical Journal Vol. 11, 1974
- [59] M. Novak
Y.O. Beredugo Vertical Vibrations of embedded footings- Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 98, 1972
- [60] H.G. Poulos Behaviour of Laterally Loaded Piles II – Pile Groups – Proceedings ASCE, No. SM 5, 1971
- [61] H. G. Poulos Effect of static interaction on vertical vibration of pile - Journal of geotechnical and geo-environmental engineering, 02/1999
- [62] L. Pyl
G. Degrande
G. Lombaert
W. Haegeman Experimental validation of a numerical prediction model for traffic induced vibrations by in situ experiments
EURODYN 2002, Proceedings
- [63] F.E. Richart
J.R. Hall
R.D. Woods Vibration of soil and foundations, Prentice Hall Inc., 1970
- [64] W. Rücker Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schiene-
gebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersu-
chung des Einflusses einzelner Parameter auf die Aus-
breitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Um-
gebung, Forschungsbericht 64 der Bundesanstalt für Ma-
terialprüfung Berlin, 1980
- [65] W. Rücker Dynamical Behaviour of Rigid Foundations of Arbitrary
Shape on a Halfspace, Earthquake Engineering and
Structural Dynamics 10, 1982
- [66] W. Rücker
S. Said Einwirkung von U-Bahnerschütterungen auf Gebäude;
Anregung, Ausbreitung und Abschirmung – Wave Propa-
gation and Reduction of Vibrations, Chouw and Schmid
(Hrsg.), Berg-Verlag, Bochum, 1994
- [67] W. Rücker
S. Savidis
L. Auersch
U. Gerstberger
C. Meinhardt A practical method for the prediction of railway vibration –
EURODYN '05, Millpress, 2005

- [68] S. Savidis
W. Schepers
Abschlussbericht zum BMBF Forschungsvorhaben:
Praxisgerechtes Prognoseverfahren für Schienenver-
kehrerschütterungen
TU Berlin, 2006
- [69] M. Sheta
M. Novak
Vertical Vibration of Pile Groups - Journal of Geotechnical
Engineering, Vol. 108, 1982
- [70] U. Stelzmann
C. Groth
G. Müller
FEM für Praktiker – Band 2: Strukturdynamik –
Expert Verlag (2000)
- [71] J.A. Studer
M.G. Koller
Baudynamik – Springer Verlag Berlin, 1997
- [72] K. H. Stokoe
F. E. Richart
Dynamic response of embedded machine foundations –
Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 100,
1974
- [73] G. Waas
Dynamisch belastete Fundamente auf geschichtetem
Baugrund – VDI-Berichte 381, 1980
- [74] F. Weber
M. Motavalli
O. Huth
Charakterisierung der dynamischen Eigenschaften eines
Einfamilienhauses in Monthey/ Wallis – Bericht 841173,
EMPA, Dübendorf, 2006
- [75] G. Wu
W.D.L. Finn
Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite
element method in the frequency domain- Canadian Geo-
technical Journal Vol. 34, 1997
- [76] A. Ziegler
VIBRA 1-2-3: Validation of a model for railway vibration
prediction – 9. Symposium für Bauwerksdynamik und Er-
schütterungsmessungen / Ziegler Consultants, 2006