

ERDBEBENBEMESSUNG VON HOLZBAUTEN

Experimentelle Ermittlung der dynamischen Eigenschaften eines mehrgeschossigen Holzbaus

WHFF-Bericht 2012.04

René Steiger ¹⁾

Glauco Feltrin ¹⁾

Stella Nerbano ¹⁾

Lukas Wolf ²⁾

¹⁾ Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen, Dübendorf

²⁾ Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG, Rain

Inhaltsverzeichnis

1. Zusammenfassung und Abstract.....	5
1.1 Zusammenfassung	5
1.2 Abstract.....	8
2. Einleitung	9
2.1 Fragestellung und Motivation	9
2.2 Stand des Wissens auf dem Gebiet	11
2.2.1 Seismisches Verhalten von Holzbauten	11
2.2.2 Seismisches Verhalten von Stahlbauten	13
2.2.3 Seismisches Verhalten von Stahlbeton- und Mauerwerksbauten	13
2.2.4 Einfluss des Baugrundes	13
2.3 Forschungsbedarf.....	14
2.4 Ziele des Projekts	14
2.5 Projektorganisation	15
2.5.1 Forschungsteam, Projektleitung	15
2.5.2 Partner aus der Praxis des mehrgeschossigen Holzbaus.....	15
2.5.3 Link zu anderen Projekten	15
2.6 Literatur zu Kapitel 2.....	15
3. Untersuchtes Gebäude	19
3.1 Objektwahl	19
3.2 Kenndaten des Objekts	19
3.3 Fassadenansichten.....	22
3.4 Grundrisse	24
3.5 Literatur zu Kapitel 3.....	26
4. Bemessung des Gebäudes durch den Planer	27
4.1 Kenndaten des Gebäudes.....	27
4.2 Einwirkungen	28
4.2.1 Eigenlasten und Auflasten	28
4.2.2 Nutzlast	28
4.2.3 Schnee	28
4.2.4 Wind	28
4.2.5 Erdbeben.....	29
4.3 Kombination der Einwirkungen.....	29
4.4 Horizontale Aussteifung.....	30
4.4.1 Aussteifungskonzept.....	30
4.4.2 Modell.....	31
4.4.3 Massen- und Steifigkeitszentrum des Gebäudes	32
4.5 Schätzung der Grundswingzeiten.....	33
4.6 Literatur zu Kapitel 4.....	33
5. Experimente	35
5.1 Methode.....	35
5.1.1 Überblick zur Methode	35
5.1.2 Untersuchte Bauzustände.....	35
5.2 Experimentelle Modale Analyse	39
5.3 Anregung	39
5.3.1 Technische Daten des eingesetzten Horizontal-Schwingungserregers	39
5.3.2 Installation des Schwingungserregers im Gebäude	41
5.3.3 Festlegung des Anregungspunktes und der Anregungsrichtungen.....	43
5.3.4 Umsetzen des Schwingungserregers	44
5.4 Schwingungsmessung.....	45
5.5 Versuchsprogramm	49
5.5.1 Messung der Bauwerksschwingungen verursacht durch Erschütterungen in der Umgebung ("Ambient vibration tests").....	49

5.5.2	Experimente mit dem Schwingungserreger ("Forced vibration tests").....	50
5.5.3	Steuerung des Schwingungserregers.....	50
5.6	Kontrolle der differentiellen Stockwerksverschiebungen	51
5.7	Literatur zu Kapitel 5	52
6.	Resultate der Messungen	53
6.1	Auswertung	53
6.1.1	Experimentelle Modale Analyse	53
6.2	Resultate	54
6.2.1	Bauzustand 1	54
6.2.2	Bauzustand 2	57
6.2.3	Bauzustand 3	60
6.3	Fazit	62
6.4	Literatur zu Kapitel 6	63
7.	Modellierung.....	65
7.1	Berechnungsannahmen.....	65
7.1.1	Geometrie.....	65
7.1.2	Einbindungshorizont.....	65
7.1.3	Baustoffeigenschaften.....	65
7.1.4	Eigenschaften der Verbindungen.....	65
7.1.5	Stockwerkmassen	66
7.1.6	Steifigkeit der Wände	66
7.2	Modellierung des Gebäudes als Dreimassenschwinger.....	66
7.2.1	Theorie des Mehrmassenschwingers	66
7.2.2	Dreimassenschwinger-Modell des Gebäudes	67
7.2.3	Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen.....	68
7.3	3D-Finite Elemente-Modell des Gebäudes.....	69
7.3.1	Modale Parameter.....	70
7.3.2	Eigenformen	71
7.4	Vergleich zwischen Dreimassenschwinger- und 3D-Modell.....	71
7.5	Fazit	71
7.6	Literatur zu Kapitel 7	72
8.	Vergleiche und Folgerungen	73
8.1	Vergleich zwischen Experimenten und Modellen	73
8.2	Niveau der erzielten Schwingungsanregung im Experiment	73
8.3	Einordnung der Ergebnisse im Bemessungsspektrum.....	74
8.4	Boden-Bauwerksinteraktion	75
8.5	Empfehlungen für weitere Forschungsarbeiten	75
8.6	Literatur zu Kapitel 8	75

1. Zusammenfassung und Abstract

1.1 Zusammenfassung

Der mehrgeschossige Holzbau hat in den letzten Jahren in der Schweiz stark an Marktanteilen im Wohnungsbau gewonnen. Hierzulande ist die Holzrahmenbauweise weit verbreitet. Die Gründe dafür liegen in der Möglichkeit, die Tragelemente im Werk vorzufertigen und auf der Baustelle auf einfache Weise rasch zu montieren. Die bauphysikalischen Anforderungen (Schallschutz, Wärmeschutz, Brandschutz) werden mit dieser Bauweise effizient erfüllt. Die Konkurrenzsituation zum Massivbau erfordert nach wie vor Anstrengungen zur Optimierung der Bemessung und Konstruktion solcher Holzrahmenbauten. Dies betrifft massgeblich die horizontale Aussteifung, welche der Abtragung von Horizontalkräften aus Wind- und Erdbebeneinwirkung dient. In weiten Gebieten der Schweiz ergeben sich für den wichtigen Bereich der 2- bis 4-geschossigen Wohnbauten Schnittkräfte aus Erdbeben- und Windeinwirkung auf vergleichbarem Niveau. In beiden Fällen basiert die Ermittlung der Schnittkräfte im Rahmen der Bemessung auf einer Modellierung des Tragwerks. Neben der Wahl und Ausgestaltung des Modells spielen die Annahmen betreffend Steifigkeit der Bauteile (insbesondere der Wand- und Deckenscheiben) eine zentrale Rolle: Beim Nachweis der Windbeanspruchung sind horizontale Auslenkungen zu berechnen und mit den Grenzwerten in der Norm SIA 260 zu vergleichen. Der Erdbebennachweis beginnt mit einer Ermittlung der Bemessungswerte der Beschleunigung im Bemessungsspektrum der Norm SIA 261. Zur Ermittlung der Ordinatenwerte im Spektrum ist die Schätzung der massgebenden Grundschiebungzeit (bzw. Eigenfrequenz) nötig. Dafür existieren verschiedene Formeln und Methoden in den Baunormen und in der Literatur. Zentrale Eingangsparameter in diesen Schätzungen sind die horizontalen Steifigkeiten des Tragwerks und die Massen von Dach, Decken und Wänden sowie weitere sogenannt „ständige Lastanteile“. Je nach Grundschiebungzeit ergibt sich ein deutlich unterschiedlicher Spektralwert der Bodenbeschleunigung. Je nach Baugrundart liegen die Maximalwerte im Spektrum (die sogenannten Plateauwerte) bei Grundschiebungzeiten zwischen 0.15 und 0.6 s (Baugrundklassen A, B, C, E) bzw. 0.8 s (Baugrundklasse D). Holzrahmen-Tragwerke sind weniger steif als Massivbauten (Stahlbeton, Mauerwerk), was zu Schätzungen von Grundschiebungzeiten > 0.6 s und damit zu Beschleunigungswerten im absteigenden Ast des Spektrums führen kann.

Im Rahmen des Forschungsprojekts WHFF 2012.04 ergab sich auf Grund des grosszügigen Einverständnisses des Bauherrn (Ferrario Bau AG, Oberglatt) die einmalige Gelegenheit, Schwingungsversuche an einem neu zu erstellenden Wohnhaus in Holzrahmenbauweise durchzuführen. Die Versuche wurden durch die Ingenieure und Techniker der Empa-Abt. Ingenieur-Strukturen durchgeführt und durch die Projektpartner ZINDEL BRÖNNIMANN FERRARIO, Zürich (Architekten), PIRMIN JUNG Ingenieure für Holzbau AG, Rain (Holzbauingenieur) und Artho Holz- und Elementbau AG, St. Gallenkappel begleitet. Die Ziele des Projekts waren:

- die effektive Steifigkeit eines mehrgeschossigen Holzbaus, welcher nach aktuellen Konstruktionsprinzipien in der Schweiz konzipiert und nach den gültigen Tragwerksnormen bemessen ist, bei horizontaler Anregung durch eine dynamische Last zu ermitteln,
- die Eigenfrequenzen des Bauwerks bei horizontaler Anregung mit verschiedenen Erregerkräften (Amplituden) zu bestimmen,
- die Dämpfung des Bauwerks bei verschiedenen Erregerkräften (Amplituden) zu messen,
- Folgerungen für die Verbesserung von Konstruktion, Modellbildung und Bemessungen solcher Tragwerke zu ziehen,
- den Einfluss der sogenannt „nicht tragenden“ Bauteile besser zu verstehen,
- Aussagen zum Einfluss der Boden-Bauwerks-Interaktion (im spezifisch vorliegenden Fall) zu machen, und
- Empfehlungen für weiterführende Forschungsarbeiten zu formulieren.

Beim untersuchten Gebäude handelt es sich um ein 3-geschossiges MFH mit einem Untergeschoss (UG) in Stahlbetonbauweise, dessen Holztragwerk im Frühjahr 2013 montiert wurde. Die Schwingungsversuche wurden im April und im Mai 2013 durchgeführt. Der komplette Bau ab UG erfolgte in Holzbauweise mit Holz-Beton-Verbunddecken (HBV-Decken aus Brettstapeln mit C25/30-Überbeton), Brettstapel-Zwischendecke im Dachgeschoss und einem Sparrendach mit Ziegeleindeckung. Die Aussenwände in Holz-Rahmenbauweise weisen geschossweise biegesteif verbundene Hauptstützen

auf, sind innenseitig mit OSB 3-Platten und aussenseitig mit Hartfaserplatten beplankt. Bei aussteifenden Wänden bestehen die Beplankungen auch aussen aus OSB 3-Platten. Die Innenwände, ebenfalls in Holz-Rahmenbauweise ausgeführt, sind beidseitig mit Gipsfaserplatten und Gips-Kartonplatten beplankt. Die Trennwände zwischen Treppenhaus und Wohnung: sind zweischalig ausgebildet mit Massivholzplatten und Rahmenbauwänden. Die Podeste, Treppen und der Liftkern bestehen aus Fertig-Betonelementen und sind von Holztragwerk und Dach entkoppelt.

Im Rahmen der Experimente wurde das Bauwerk in verschiedenen Bauzuständen einer experimentellen Modalanalyse unterzogen. Gestartet wurde mit „Ambient Vibration Tests“ bei denen die dynamischen Eigenschaften des Bauwerks auf Grund der vor Ort bereits vorhandenen Erschütterungen (z.B. infolge Wind oder am Gebäude vorbei fahrender Fahrzeuge) bestimmt werden. Im nächsten Schritt wurden „Forced Vibration Tests“ gemacht. Das Bauwerk wurde mit einem Schwingungserreger (Shaker) in horizontaler Richtung in beide Gebäude-Hauptrichtungen in zufällige (breitbandige und schmalbandige) und harmonische Schwingungen versetzt. Die Schwingungsanregung war dabei nur so gross, dass keine Schäden im Bauwerk entstehen konnten. Die Reaktionen des Bauwerks auf die ambienten und die erzwungenen Schwingungsanregungen wurden mit Beschleunigungsaufnehmern gemessen, welche auf sämtlichen Obergeschossen in den Gebäudeecken platziert und fest mit der Deckenkonstruktion verbunden waren. Ferner wurden Verformungsmessungen mit induktiven Wegaufnehmern durchgeführt, um sicherzustellen, dass das Bauwerk keine Schäden infolge zu grosser differentieller Stockwerkverschiebungen erlitt. Untersucht wurden 3 verschiedene Bauzustände. In sämtlichen 3 Bauzuständen war das Dach noch nicht mit Ziegeln eingedeckt, die Fassade noch nicht montiert und der Unterlagsboden auf den HBV-Decken noch nicht eingebracht. In den Bauzuständen 1 und 2 waren die Zuganker der Wände im Erdgeschoss (EG) noch nicht montiert, die HBV-Decken vollflächig mit Spriessungen unterstützt, die Gipskartonplatten der Innenwände nicht montiert, keine Fensterrahmen, Fenster, Fenstertüren und Tüorzargen eingebaut und die zur horizontalen Aussteifung vorgesehenen Wände waren gemäss Ausführungsstatik voll verklammert. Der Unterschied zwischen den Bauzuständen 1 und 2 bestand darin, dass nicht der horizontalen Aussteifung dienende Wände im Zustand 1 nur konstruktiv (Klammerabstand ≈ 500 mm), im Zustand 2 jedoch zusätzlich verklammert waren (Klammerabstand ≈ 80 mm). Im Bauzustand 3 waren die Zuganker im EG montiert, die HBV-Decken nur noch unterhalb des Shakers abgestützt, die Gipskartonplatten zu 50% montiert, und die Fensterrahmen, Fenster, Fenstertüren und Tüorzargen fertig montiert. Die Versuche im Zustand 3 wurden bei geschlossenen Fenster und Fenstertüren durchgeführt. Die Experimente zeigten Folgendes:

- Die Eigenfrequenzen nehmen mit zunehmender Schwingungsamplitude moderat ab.
- Die modalen Dämpfungen nehmen mit zunehmender Schwingungsamplitude deutlich zu.
- Die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen des Bauzustands 2 unterscheiden sich nur unwesentlich von jenen des Bauzustands 1.
- Der Schritt vom Bauzustand 2 in den Bauzustand 3 verursacht eine deutliche Zunahme der Eigenfrequenzen und auch der Dämpfung.
- Im Bauzustand 3 weist die Abnahme der Eigenfrequenzen mit zunehmender Schwingungsamplitude den grössten Gradienten auf.

Die dynamischen Parameter (Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen) wurden auch mit Modellrechnungen ermittelt. Vorerst wurden mit einem Dreimassenschwinger-Modell Abschätzungen der Eigenfrequenzen in den beiden Gebäudehaupttrichtungen gemacht. Für die Bemessungssituation ergab sich eine massgebende 1. Eigenfrequenz in Gebäudequerrichtung von 1 Hz. Die Versuchssituation wurde anschliessend auch mit einem 3D-FE-Modell berechnet. Die durchgeführten Modellbetrachtungen zeigten Folgendes:

- Eine erste Abschätzung der Grundswingzeiten in den Gebäudehaupttrichtungen (z.B. im Rahmen der Bemessung eines Gebäudes) kann mittels eines einfachen Stabmodells (Mehrmassenschwinger) erhalten werden. Die Detaillierungsmöglichkeiten im Modell sind allerdings beschränkt, was sich in einer unzureichenden Präzision der Ergebnisse niederschlägt.
- Besser geeignet zur Erfassung der Tragstruktur sind 3D-FE-Modelle. Eine korrekte und vollständige Modellierung der Tragstruktur ist allerdings aufwendig. Um den Aufwand in Grenzen zu halten, müssen im Modell vereinfachende Annahmen getroffen werden (z.B. flaches Dach anstelle eines geneigten Daches). Die Schwierigkeit bzw. Kunst liegt daran, die Vereinfachung

so vorzunehmen, dass keine ungewollten erheblichen Ungenauigkeiten eingebaut werden, welche die Resultate in unzulässiger Form verfälschen.

- Sowohl die Modellierung, als auch die Durchführung und Auswertung der Rechenläufe ist trotz der heute auf einfache Weise zugänglichen Rechnerleistung zeitaufwändig. Wollte man die Variabilität der Baustoffeigenschaften zusätzlich berücksichtigen, so würde ein noch grösserer Aufwand resultieren. Solche aufwändigen Modelle sind jedoch in der Planung von Gebäuden aus Kosten- und Zeitgründen nicht umsetzbar.
- Die Anzahl der im Modell berücksichtigten aussteifenden Wände hat einen grossen Einfluss auf die durch das Modell geschätzten Eigenfrequenzen. Um den Rechenaufwand in Grenzen zu halten, werden im Tragwerksmodell „aussteifende“ und „nicht aussteifende“ Bauwerksteile unterschieden. Die „nicht aussteifenden“ Bauwerksteile werden in den Berechnungen nicht berücksichtigt – weder in der Berechnung der Steifigkeit noch in der Untersuchung der Dämpfung. Diese Vereinfachung führt zu einer gewissen, schwierig zu quantifizierenden Verfälschung der Berechnungsergebnisse.
- Der Einfluss der Wandsteifigkeiten auf die Resultate ist bedeutend. Mangels vorhandener experimenteller Werte muss man sich bei der Modellierung und Bemessung des Gebäudes auf Normwerte abstützen. Während bei Elastizitäts- und Schubmodul Mittel- und untere Fraktilewerte vorhanden sind, welche es ermöglichen, die Variabilität dieser Parameter im Modell zu berücksichtigen, existieren bei der Steifigkeit der Verbindungsmittel lediglich (vorsichtig angesetzte) Mittelwerte. Es ist also anzunehmen, dass die modellierten Wände sich in Realität steifer verhalten als im Modell.

Aus dem Vergleich zwischen den Modellrechnungen und dem Resultaten der Experimente ist folgendes erkennbar:

- Massgebend bei Schwingungsanregung ist die Querrichtung des Gebäudes, welche eine deutlich geringere Steifigkeit als die Längsrichtung aufweist.
- Die Eigenfrequenzen gemäss Modellrechnung sind deutlich geringer als diejenigen, welche in den Versuchen ermittelt wurden. Für die erste Eigenfrequenz beträgt das Verhältnis zwischen Versuchswert und Rechenwert 1.52, für die 2. Eigenfrequenz 1.64 und für die 3. Eigenfrequenz 1.88. Im Mittel ergibt sich ein Abweichungsfaktor von 1.68. Somit ist das Gebäude in Realität deutlich steifer als im Modell. Es ist anzunehmen, dass die im Modell nicht berücksichtigten Bauteile (Wänden mit Tür- und Fensteröffnungen, nicht tragenden Innenwände, etc.) massgeblich zur Aussteifung des Gebäudes beitragen.
- Mit dem 3D-Modell konnten die sich bei Schwingungsanregung des Gebäudes ergebenden Grundswingformen bezüglich deren Richtung und hauptsächlich Komponente (Translation, Torsion) so vorausgesagt werden, wie sie auch in den Experimenten auftraten.
- Die Bemessung von mehrgeschossigen Holzbauten wird aus Gründen des Aufwands auf Stabmodellen (Mehrmassenschwinger) aufbauen müssen. Dabei stellt sich das Problem, dass die so ermittelten dynamischen Grössen lediglich eine beschränkte Genauigkeit aufweisen. Diesem Problem ist in der Bemessung des Tragwerks angemessen Rechnung zu tragen.
- 3D-Modelle ermöglichen bessere Schätzwerte für die dynamischen Eigenschaften. Dazu ist allerdings ein entsprechender Aufwand nötig in der Detaillierung des Modells.

Wenn man die sich aus den Modellrechnungen und den Experimenten ergebenden tiefsten Werte der Grundswingzeiten bezüglich ihrer Lage im Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261 beurteilt, so zeigt sich, dass sowohl gemäss den Resultaten aus der 3D-Berechnung als auch gemäss den Ergebnissen aus den Versuchen die erste Grundswingzeit in den Plateaubereich des Bemessungsspektrums fällt. Mit dem einfachen Stabmodell ergeben sich Grundswingzeiten, welche sowohl für die Massen- und Steifigkeitsannahmen in der Bemessung als auch zum Zeitpunkt der Versuche in den abfallenden Ast des Spektrums fallen. In der Resultatauswertung zeigte sich eine „moderate Abnahme der Eigenfrequenzen mit zunehmender Schwingungsamplitude“, ohne dass Schäden am Gebäude festgestellt werden konnten. Es ist also anzunehmen, dass bei stärkerer Schwingungsanregung, beispielsweise bedingt durch ein Erdbeben, die Steifigkeit des Tragwerks aufgrund von Schäden an den Bauteilen noch weiter reduziert wird, womit sich sukzessive eine grösser werdende Grundswingzeit einstellt. Um in den abfallenden Ast des Spektrums zu kommen (Schwingzeit grösser als 0.6 Sekunden oder Frequenz kleiner als 2 Hz), dürfte sich die erforderliche Steifigkeitsreduktion voraussichtlich nur aufgrund von Schäden am Tragwerk einstellen. Die restlichen versteifenden Bauteile dürften dabei kaum mehr zur Steifigkeit beitragen. Eine präzisere Aussage ist zurzeit auf-

grund der fehlenden Grundlagen zum nichtlinearen Verhalten der verschiedenen Bauteile nicht möglich. Es stellt sich daher die durchaus berechtigte Frage, welche Bauteile und mit welcher Steifigkeit diese bei der Bemessung berücksichtigt werden sollten. Diese Frage stellt sich insbesondere dann, wenn aufgrund von einfachen Modellen eine Schwingzeit resultiert, die im absteigenden Ast des Antwortspektrums zu liegen kommt, da dadurch eine Reduktion der Bemessungskräfte resultiert.

Die Versuchsdaten zeigten sich als nicht geeignet, um Aussagen zur Boden-Bauwerksinteraktion machen zu können. Dies ist insofern nicht von Belang, als sich die massgebliche Bewegung des Gebäudes bei Schwingungsanregung im Holztragwerk (oberhalb des Einbindungshorizontes) manifestiert.

Basierend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen und Modellrechnungen lassen sich folgende Empfehlungen für weitere Forschungsarbeiten ableiten:

- Es sind statisch monotone und zyklische Versuche an Rahmenbauwänden durchzuführen, wie sie im untersuchten Gebäude in Oberglatt als Aussen- und Innenwände eingesetzt wurden. Dabei ist das Kraft-Verformungsverhalten unter Horizontalkrafteinwirkung am Wandkopf zu studieren. Nach Möglichkeit sollen in der Literatur vorhandene Versuchsdaten in die Auswertung eingebaut werden.
- Der Einfluss der als „nicht tragend“ bezeichneten Elemente auf die horizontale Gesamtsteifigkeit des Tragwerks ist zu untersuchen. Dazu eignen sich statisch monotone und zyklische Versuche mit Horizontalkraftangriff am Wandkopf.
- Der Beitrag von Wänden mit Öffnungen (Türen, Fenster) ist zu quantifizieren. Es ist zu prüfen, ob die in der Literatur vorhandenen Versuchsdaten und Modelle dazu ausreichen, oder ob zusätzliche Versuche an Elementen, wie sie in der Schweiz im Holzrahmenbau verwendet werden, durchgeführt werden müssen.

1.2 Abstract

An einem neu zu erstellenden 3-geschossigen Wohnhaus mit Wänden in Holzrahmen- und Decken in Holz-Beton-Verbund-Bauweise wurden Schwingungsversuche in drei verschiedenen Bauzuständen durchgeführt. Die Versuche umfassten Messungen der Beschleunigungen resultierend von Erschütterungen aus der Umgebung des Bauwerks und von erzwungenen Schwingungen, welche mit einem auf dem 2. Obergeschoss montierten hydraulischen Horizontalschwinger erzeugt wurden. Aus den Messungen der Beschleunigungen in den äusseren Ecken sämtlicher Obergeschosse wurden die Grundswingzeiten und -formen ermittelt und mit Berechnungen an einem Dreimassenschwinger und einem 3D-FE-Modell verglichen. Es zeigte sich, dass mit einfachen Mehrmassenschwinger-Modellen lediglich Abschätzungen der Grundswingzeiten möglich sind und das Gebäude in Realität viel steifer ist als gemäss den Modellrechnungen. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass die "nicht tragenden" Wände, welche üblicher Weise in der Bemessung vernachlässigt werden, massgeblich zur Aussteifung des Gebäudes beitragen.

2. Einleitung

2.1 Fragestellung und Motivation

Mehrgeschossige Bauwerke aus Holz erleben zurzeit einen Boom in der Schweiz. Im Vergleich zu 1- und 2-geschossigen Holzbauten sind die Anforderungen an die Konzeption und die Statik bei mehrgeschossigen Bauten höher. Neben auf Grund der zunehmenden Geschosshöhe grösseren Schwerelasten, müssen auch massgebliche Horizontallasten aus Wind- und Erdbeben-Einwirkungen sicher in den Baugrund abgetragen werden. Um die Konkurrenzfähigkeit von Holz gegenüber den im mehrgeschossigen Bau bisher dominanten Baustoffen Stahlbeton und Mauerwerk weiter zu verbessern, sind Anstrengungen nötig in der Optimierung der Tragwerkskonzeption und –bemessung.

Der vorliegende Projektantrag fokussiert auf die Bemessung von mehrgeschossigen Holzbauten für die Einwirkung Erdbeben. In der Schweiz ist, abgesehen von den Regionen Basel und Wallis, die Gefahr von sehr starken Erdbeben als eher gering einzustufen [1] und die laut der Norm SIA 261:2003 [2] anzunehmenden Erdbenenlasten bewegen sich je nach Anzahl der Geschosse in der Grössenordnung der Windlasten [3]. Gerade für die häufige und für den Holzbau wichtige Situation von 2 bis 6 Geschossen drängt sich daher eine Optimierung des Tragwerks und seiner Bemessung für horizontale Lasten auf. Diese Optimierung kann jedoch nur erfolgreich umgesetzt werden, wenn die auftretenden Einwirkungen Wind und Erdbeben betragsmässig möglichst genau erfasst werden können.

Was die Erdbebeneinwirkung betrifft, sind in der Regel der Standort eines Bauwerks und dessen Nutzung (Wohn-, Büro-, Gewerbegebäude, Schule, etc.) gegeben und damit die Erdbebenezone (bzw. der anzunehmende Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd}), die Baugrundklasse und die Bauwerksklasse als bekannt anzunehmen. Somit hängt die bei der Bemessung anzunehmende Erdbebeneinwirkung im Wesentlichen von der Masse des Gebäudes und von den dynamischen Parametern Grundschiebungzeit und Dämpfung [2] ab. Massgeblicher dynamischer Parameter dabei ist die Grundschiebungzeit T_1 bzw. die entsprechende Eigenfrequenz. Wenn die Grundschiebungzeit in den Plateaubereich des Bemessungsspektrums fällt, sind die Beschleunigungswerte hoch, mit zunehmender Grundschiebungzeit ($T_1 > 0.5$ s) nehmen sie rasch stark ab (Abbildung 2.1).

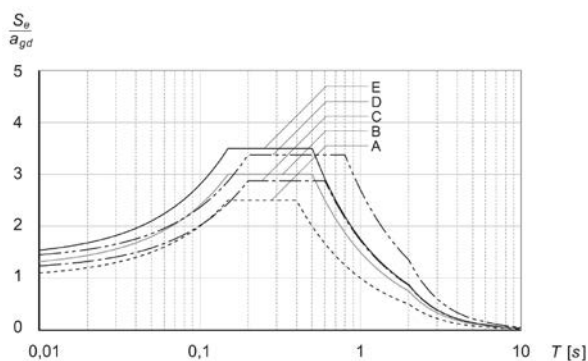


Abbildung 2.1: Elastisches Antwortspektrum der Erdbebeneinwirkung gemäss Norm SIA 261:2003 [2].

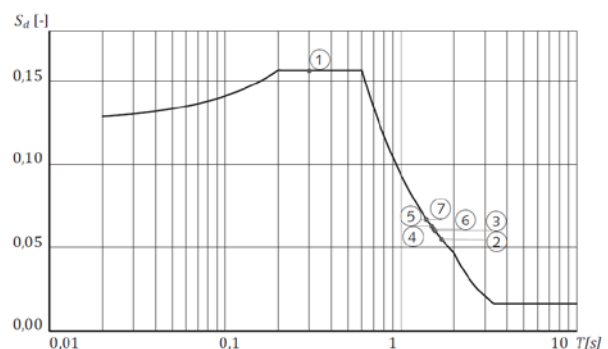


Abbildung 2.2: Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261:2003 [2] für einen 4-geschossigen Holzbau mit Grundschiebungzeiten T ermittelt mit 7 unterschiedlichen Verfahren [3].

Berechnungen an einem 4-geschossigen Bauwerk [3] auf Basis verschiedener Abschätzungen der Grundschiebungzeit T [s] lassen darauf schliessen, dass dies für mehrgeschossige Holztragwerke in Rahmenbauweise der Fall ist (Abbildung 2.2). Die Studie [3] hat ausserdem gezeigt, dass mit Ausnahme der Schätzformel (261.38) aus der Norm SIA 261:2003 (Punkt 1 in Abbildung 2.2), bei welcher die Grundschiebungzeit aus der Gebäudehöhe und der Materialisierung des Tragwerks abgeleitet wird und mit 0,31 s in den Plateaubereich des Spektrums zu liegen kommt, die 6 anderen Ansätze ähnliche Grundschiebungzeiten von 1,37 – 1,69 s liefern. Somit beträgt der für die Bemessung massgebende Spektralwert nur ca. 1/3 des Plateauwerts.

Die Grundschiwingzeit ist die massgebliche Einstiegsgrösse in das Antwortspektrum. Sie ist direkt von der Steifigkeit des Tragwerks abhängig. Wie bereits vorher ausgeführt, liefert die Schätzformel 261.38 $T_1 = C_t h^{0.75}$ (mit $C_t = 0.05$ „für alle anderen Tragwerke“) für mehrgeschossige Holzbauten in Rahmenbauweise unbrauchbare, bzw. sehr konservative und unrealistische Resultate [3]. Man muss daher entweder die Formel 261.39 $T_1 = 2\sqrt{u}$ verwenden, d. h. die Grundschiwingzeit in Abhängigkeit der fiktiven Auslenkung der Gebäudeoberkante in horizontaler Richtung u berechnen oder ein anderes Verfahren (räumliches Tragwerksmodell, Rayleigh-Methode [4], etc.) anwenden. In jedem Fall ist dazu jedoch die Kenntnis der Steifigkeit des Tragwerks nötig. Im Falle eines zu erstellenden Bauwerks muss diese auf Grund der Steifigkeit der Tragwerksteile und der Verbindungen abgeschätzt werden. Bei Holztragwerken sind die Steifigkeiten von Bauteilen und Verbindungen bekannter Weise stark streuende Eigenschaften. Eine Steifigkeitsabschätzung muss daher mit der notwendigen Vorsicht gemacht werden, um auf diese Streuung Rücksicht zu nehmen. Zudem wird die globale Gebäudesteifigkeit massgeblich durch zusätzlich eingebrachte Bauteile wie z. B. nicht tragende Beplankungen, Fenster, Innenwände, etc. beeinflusst.

Neben der Grundschiwingzeit beeinflusst auch die Dämpfung die Antwort eines Tragwerks auf die Erdbebenanregung. In der Norm SIA 261:2003, wie auch in anderen vergleichbaren Normen, sind die Spektren für eine viskose Dämpfung von $\xi = 5\%$ angegeben. Für andere Dämpfungswerte ist ein Korrekturbeiwert (261.29) (Abbildung 2.3) angegeben, mit welchem die Spektralwerte bei von 5 % abweichender viskoser Dämpfung reduziert werden können.

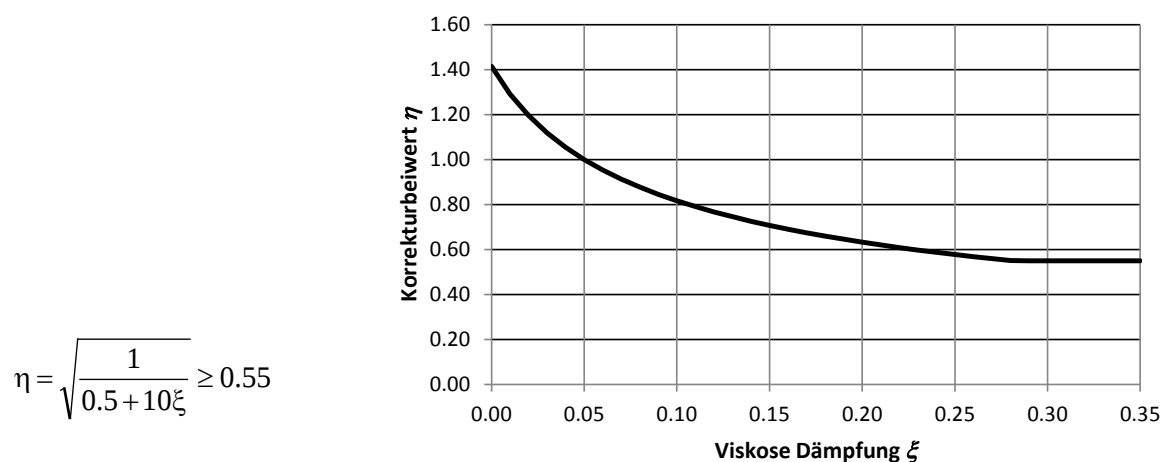


Abbildung 2.3: Korrekturbeiwert η gemäss Norm SIA 261:2003 [2] zur Erfassung einer von 5 % unterschiedlichen viskosen Dämpfung bei der Ermittlung der Ordinatenwerte S_e im elastischen Antwortspektrum.

Bei höheren Werten der Systemdämpfung reduzieren sich die Verformungen und Beanspruchungen und somit die Verletzbarkeit eines Bauwerks. Zu beachten gilt es allerdings, dass die Dämpfung abhängig ist von der Stärke und vom Frequenzgang der Anregung, also von den Amplituden und Resonanzfrequenzen der Schwingungen. Der Wert von 5 % für die viskose Dämpfung ist ein durch die Normen festgelegter, vorsichtiger Wert, welcher allgemein für alle Konstruktionsmaterialien verwendet wird [4]. Es ist zu erwarten, dass die effektiven Dämpfungswerte bei Bauwerken höher sind. Bei einer Dämpfung von 10 % z. B. sind die Spektralwerte um 20 % geringer als bei 5 % Dämpfung (Abbildung 2.3).

Um Informationen zu Steifigkeit, Grundschiwingzeit und Dämpfung von mehrgeschossigen Holzbauten in aktueller Konstruktionsweise zu erhalten, sollten daher im Rahmen des durch den Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung unterstützten Forschungsprojekts 2012.04 mittels einer Pilotstudie an einem ausgesuchten, mehrgeschossigen Holzbau die dynamischen Eigenschaften (Eigenfrequenz und Dämpfung) in situ experimentell bestimmt werden. Dabei sollte sich das Tragwerk bzw. das Gebäude möglichst nahe an der Fertigstellung befinden und in unterschiedlichen Ausbaustadien untersucht werden, denn die nicht tragenden Elemente und auch beispielsweise die technischen Installationen können das dynamische Verhalten massgeblich beeinflussen.

2.2 Stand des Wissens auf dem Gebiet

2.2.1 Seismisches Verhalten von Holzbauten

Die experimentelle Untersuchung des seismischen Verhaltens von Holzbauten beschränkte sich bis vor kurzem allein auf die Ermittlung des Tragwiderstands und die Bemessung von sogenannten „Shear Walls“, von Wänden also, welche neben der Abtragung von Schwerelasten insbesondere der Schubaussteifung von Tragwerken dienen. Eine aktuelle Zusammenstellung zur Erdbebenforschung auf dem Gebiet des Holzbaus in Nord-Amerika und Japan veröffentlichte F. Lam [5]. Im Fokus der Forschungsarbeiten standen, laut seiner Zusammenstellung, der Tragwiderstand der Schubwände gegen kombinierte Schub- und Abhebekräfte [6, 7], der Einfluss von Öffnungen in den Wänden [8, 9], der Einfluss von Lagerungsbedingungen und Belastungsprotokollen [10-14] und der Beitrag von Verkleidungen zum Schubwiderstand der Wände [15-17].

Neuere Forschungsanstrengungen in Europa waren vorwiegend Tragwerken mit massiven Wänden und Decken aus Brettsperrholz gewidmet [8, 18-20]. An einem 3- und an einem 7-geschossigen Holzbau aus Brettsperrholz (Abbildung 2.4) wurden 2006 bzw. 2007 auf dem Erdbebentisch des NIED in Tsukuba, Japan Rüttelversuche unter realer Erdbebenbelastung durchgeführt [18, 21]. Drei verschiedene Erdbeben wurden verwendet: das historische Erdbeben von El Centro in Kalifornien, das grosse japanische Erdbeben von Kobe 1995 und schliesslich ein italienisches Erdbeben (Nocera Umbra). Es wurden zwei verschiedene Intensitätsstufen geprüft. Die gemessenen Grundschnitzzeiten waren auf Grund der steifen Brettsperrholz-Bauweise sehr gering und betrugen beim 3-geschossigen Gebäude 0.22 s [22] und beim 7-geschossigen Gebäude 0.53 s [23]. Die Untersuchungen fokussierten jedoch vorwiegend auf den Grad der Schäden am Bauwerk und auf die Verhaltensbeiwerte (q – Faktoren) [22, 24]. Verhaltensbeiwerte sind für die Schweiz von eher geringerer Bedeutung, da die Seismizität in der Schweiz moderat ist und bereits mit Verhaltensbeiwerten von maximal $q = 3$ [24] die Erdbebenkräfte so stark reduziert werden, dass i. A. die Windeinwirkung massgebend wird. Die Rüttelversuche wurden zudem an Brettsperrholz-Bauten durchgeführt. In der Schweiz ist hingegen die material- und bauteiloptimierte Rahmenbauweise verbreitet.



Grundfläche: 7 m x 7 m
Höhe: 10 m

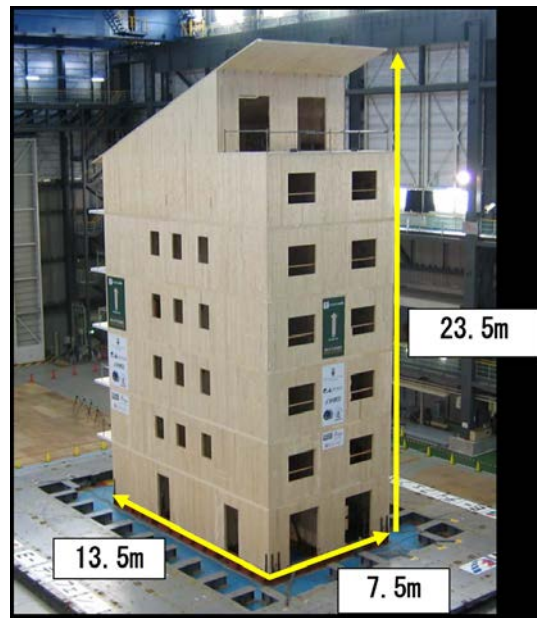
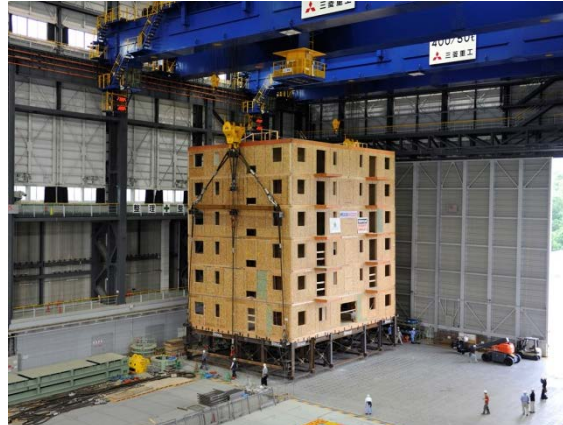


Abbildung 2.4: Rütteltischversuche an einem 3-geschossigen (links) und einem 7-geschossigen massiven Holzbau aus Brettsperrholz-Wänden und –Decken [18, 21].

Im Rahmen eines grossen US-amerikanischen Forschungsvorhabens (NEESWood, <http://www.nsf.gov/news/newsmedia/neeswood/>) wurden Erdbebenversuche an einem 2-geschossigen und an einem 6-geschossigen Holzbau in Ständerbauweise mit Beplankung („light-frame walls“) durchgeführt [25-27] (Abbildung 2.5).



Grundfläche: 7 m x 18 m
Höhe: 5.3 m



Grundfläche: 12.1 m x 18.1 m
Höhe: 17 m

Abbildung 2.5: Rütteltischversuche an einem 2-geschossigen (links) und einem 6-geschossigen Holzbau (rechts) mit (OSB-) beplankten Rahmenbauwänden [25-27].

Beim 2-geschossigen Bauwerk (Abbildung 2.5, links) waren die Schubwände aus Hem-Fir-Ständern in den Abmessungen 38 x 89 mm, beplankt mit 11 mm dicken OSB-Platten, ausgeführt. Die Aussenwände waren innen zusätzlich mit 12 mm dicken Gipsplatten bekleidet und aussen mit einem 22 mm dicken Gips-Verputz. 12 mm dicke Gipsplatten waren auch beidseitig an allen Innenwänden und unten an den Decken befestigt. Die dynamischen Versuche wurden in 5 Ausbaustadien des Gebäudes durchgeführt. Mittels „Ambient Vibration Tests“ (Erklärung siehe Kapitel „Experimente“) wurden Grundswingzeiten von 0.20 bis 0.33 s ermittelt [28]. Geschätzt aus den globalen Hysteresen des Gesamtgebäudes ergab sich im Erbebenversuch gegenüber dem Ausgangszustand eine Reduktion der Steifigkeit auf ca. die Hälfte infolge von Schäden am Bauwerk, die Grundswingzeiten erhöhten sich also um den Faktor $\sqrt{2}$ auf ca. 0.28 – 0.47 s.

Das 6-geschossige Gebäude (Abbildung 2.5, rechts) zeigte unter „Ambient Noise Anregung“ Grundswingzeiten von 0.41 – 0.49 s [26]. Die Steifigkeitsreduktion infolge von Schäden während des Rüttelversuchs ist aus den Hysteresen nur schwer ablesbar. Sie bewegt sich jedoch auch in der Grössenordnung einer Halbierung. Das Bauwerk bestand aus 6 Geschossen in Holzbauweise, montiert auf einem Stahlrahmen-Untergeschoss. Je nach Lastniveau einseitig oder beidseitig mit 12 mm dicken OSB-Platten beplankte Rahmen-Ständer aus Nadelholz bildeten die Schubwände. Jede Schubwand enthielt einen Brettschichtholz-Balken, welcher der Kraftübertragung zu den angrenzenden Konstruktionsteilen diente. Um die Wirkung von Wärmeisolation, Aussenhaut, Innenputz, etc. im Versuch zu simulieren, wurden auf den Geschossen zusätzliche Massen aufgelegt, so dass die Gesamtmasse des Gebäudes letztlich 285 t betrug.

Im Vergleich zum Anwendungsbeispiel in der Dokumentation [3] zeigten sowohl das 2-geschossige als auch des 6-geschossige Holzbauwerk in der nordamerikanischen Rahmenbauweise unter „Ambient Noise Anregung“ deutlich geringere Grundswingzeiten.

Dynamische Grossversuche an mehrgeschossigen Holzrahmenbauwerken in spezifisch schweizerischer Konstruktionsart wurden gemäss Kenntnisstand der Beantragenden bisher noch keine durchgeführt.

2.2.2 Seismisches Verhalten von Stahlbauten

Aus der Palette der zahlreichen an Stahltragwerken durchgeführten dynamischen Versuche zeigt beispielhaft eine Versuchsserie an einer Leichtbaukonstruktion bestehend aus kaltgeformten Stahlblechprofilen und Trockenbauwänden, welche im September an der D-A-CH-Tagung „Erdbeben und Baudynamik“ vorgestellt wurde [29, 30], interessante Resultate, insb. was die Dämpfung betrifft. Die Erdbebensicherheit der erwähnten Wandkonstruktion mit Wandbeplankungen aus Gips- und Zementplatten wurde durch 3-axiale Anregung auf einem Rütteltisch getestet. Mit den Werkzeugen der experimentellen Modalanalyse (EMA) wurden aus den Messdaten die dynamischen Struktureigenschaften wie Eigenfrequenzen, Eigenvektoren und Dämpfungsgrade des Gebäudes ermittelt und mit der rechnerischen Vorauslegung verglichen. Die experimentellen Untersuchungen fanden abschnittsweise statt, sodass einzelne Bauzustände (Stahlskelett; Stahlskelett mit Verkehrslasten; beplanktes Gebäude) separat getestet werden konnten.

Zentrales Resultat der Forschungsarbeit war, dass zur Aussteifung des Gebäudes – einem zweistöckigen Stahl-Skelett-Bau – die vorhandenen Wandbeplankungen aus Gips- und Zementplatten nennenswert beitragen. Die verschiedenen untersuchten Ausbauzustände wiesen modale Dämpfungsgrade zwischen ca. 1 % und 20 % auf.

2.2.3 Seismisches Verhalten von Stahlbeton- und Mauerwerksbauten

Ein Blick auf die Wissenslage bei anderen Bauweisen zeigt, dass in England sowie in den USA (Kalifornien) zahlreiche vollständige Gebäude experimentell untersucht wurden. Es handelt sich dabei fast ausschliesslich um Hochbauten mit über 8 und bis zu 46 Stockwerken [31-33]. Typischerweise waren es Bauten mit Stahlbeton-Rahmen als Haupttragsystem. Das dynamische Verhalten der Strukturen wurde sowohl mittels künstlicher Anregung der Gebäude (Schwingungserregern), als auch während verschieden starker Erdbeben untersucht. Dabei wurden neben den Eigenfrequenzen und deren Schwingungsformen auch die zugehörigen Dämpfungen bestimmt. Es zeigte sich, dass die Eigenfrequenzen und die Dämpfung des Systems stark von den Geometrie- und Steifigkeitsverhältnissen zwischen Gebäude und Boden abhängig sind. An einem Gebäude mit steifer Bodenplatte haben Stewart und Fenves [34], aus Daten aufgezeichnet während eines Bebens, Dämpfungswerte von bis zu 30 % bestimmt. Parallel zu den experimentellen Arbeiten wurden viele theoretische Untersuchungen publiziert (z. B. [35, 36]). Meistens wurde das Problem mit Hilfe von einfachen, mechanischen Modellen, basierend auf wenigen Massenpunkten, Federn und Dämpfern, die auf einem geschichteten Boden gelagert sind, beschrieben [37-40].

Experimentelle sowie theoretische Untersuchungen über das Verhalten typischer Schweizer Ein- bzw. Mehrfamilienhäuser in Massivbauweise (Keller aus armiertem Stahlbeton und mehrere Stockwerke aus Backstein) während eines Erdbebens fehlen weitgehend. Es kann nicht direkt vom dynamischen Verhalten der untersuchten Hochhäuser auf das von kleineren, kompakteren Strukturen geschlossen werden. Die Empa hat im Herbst 2005 in Monthey (Wallis), im Rahmen einer Kooperation mit der EPF Lausanne und dem Ingenieurbüro Kurmann und Cretton SA, Monthey, dynamische Voruntersuchungen an einem Abbruchhaus durchgeführt. Das Haus wurde mit Hilfe von zwei horizontal liegenden, servo-hydraulischen Zylindern, welche je eine Masse von einer Tonne bewegten, über die entstehenden Trägheitskräfte in Schwingungen versetzt. Die auftretenden Beschleunigungen des Hauses wurden an mehreren Punkten verteilt über das Gebäude aufgezeichnet. Bei der Auswertung der Messdaten hat sich gezeigt, dass die gemessenen Dämpfungen deutlich höher waren als erwartet und dass dem Mitwirken des Baugrundes ein entscheidender Einfluss zukam [41].

2.2.4 Einfluss des Baugrundes

Der Untergrund unter einem Bauwerk und die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk sind massgebliche Faktoren für das Erdbebenrisiko eines Bauwerks. Typischerweise werden stark vereinfachende Annahmen betreffend Bodenstruktur gemacht. Heterogenität im Untergrund kann jedoch die Charakteristik von Erdbebenwellen sowie die Boden-Bauwerk-Interaktion signifikant beeinflussen.

Üblicherweise wird ein Bauwerk als fest in den Untergrund eingespannt angenommen. Diese Annahme ist jedoch nicht zwingend zutreffend. In Abhängigkeit der Steifigkeit des Bauwerks gegenüber derjenigen der elastischen Lagerung im Baugrund sowie der geometrischen Gegebenheiten, spielt die

Interaktion zwischen Boden und Bauwerk eine mehr oder weniger dominante Rolle. Je nach Steifigkeitsverteilung können sich die Resonanzfrequenzen des gekoppelten Systems Boden-Bauwerk gegenüber der Lagerung der Struktur auf festem Untergrund verschieben. Eine Änderung der Resonanzfrequenz der Struktur heisst aber, dass bei der Bemessung des Gebäudes im Anregungsspektrum andere Beschleunigungen berücksichtigt werden müssen.

Ein wesentlicher Parameter ist ausserdem die Dämpfung des Systems (Bauwerk + Boden), welche sich aus der Strukturdämpfung und der Dämpfung durch Abstrahlung von mechanischer Energie in den Untergrund zusammensetzt und deren Grösse die Beanspruchung des Gebäudes infolge Erdbenen-Anregung festlegt.

In der Schweiz werden Holzbauten, insb. wenn sie mehrere Geschosse aufweisen, meist auf eine Stahlbeton-Fundamentplatte montiert. Häufig bildet diese Stahlbetonplatte nicht den direkten Übergang zum Baugrund, sondern es handelt sich um die Kellerdecke oder die Decke einer Unterniveau-Garage. Der Stahlbetonkörper (Keller oder Garage) weist eine beträchtliche Masse auf und ist im Vergleich zum Holztragwerk bedeutend steifer; der Einbindungshorizont liegt in einem solchen Fall auf der Bodenebene des Erdgeschosses [3]. Es ist daher zu erwarten, dass die Boden-Bauwerk-Interaktion bei mehrgeschossigen Holzbauten nicht dieselbe Rolle spielt wie bei Massivbauten (Beton, Mauerwerk). Das Holztragwerk ist weich und wird die horizontalen Schwingungen nur in einem beschränkten Mass an den Boden übertragen.

2.3 Forschungsbedarf

Die Literaturstudie (Ziffer 2.2) zeigt, dass die dynamischen Eigenschaften von mehrgeschossigen Holzbauten in praxisnaher, realer Ausführung gemäss aktuellen Schweizerischen Konstruktionsprinzipien bisher nicht experimentell untersucht wurden. Dem vorliegenden Projekt kommen also Pilotcharakter zu. Die Konstruktionsart von mehrgeschossigen Holzbauten in der Schweiz unterscheidet sich v.a. deshalb von den Bauweisen in andern Ländern, weil die Anforderungen an Wärmeschutz, Schallschutz, Schwingungsverhalten, Brandschutz, Ressourcen-Effizienz hierzulande wesentlich stärker gewichtet werden. Dies führt u.a. z. B. zu schwereren Decken (Holz-Betonverbund) und damit zu mehr schwingender Masse auf den Stockwerken.

Während die Massen bereits in der Planungsphase hinreichend genau bestimmt werden können, müssen für die horizontale Steifigkeit und die dynamischen Parameter Grundswingzeit und Dämpfung Annahmen für die Projektierung getroffen werden. Der planende Ingenieur benötigt daher eine Kontrolle seiner Annahmen an Hand von Experimenten direkt am fertigen Bauwerk. Von besonderem Interesse sind die effektiven, experimentell bestimmten Werte der horizontalen Steifigkeit, der Grundswingzeit und der Dämpfung in Abhängigkeit von Frequenz und Amplitude der Anregung. Auf Basis eines Vergleichs der Projektierungsannahmen mit den effektiven, am Bauwerk ermittelten Werten kann die Modellierung später zu projektierender Bauwerk verfeinert werden.

2.4 Ziele des Projekts

Die Ziele des Projekts waren:

- die effektive Steifigkeit eines mehrgeschossigen Holzbaus, welcher nach den aktuellen Konstruktionsprinzipien in der Schweiz konzipiert und nach den gültigen Tragwerksnormen bemessen ist, bei horizontaler Anregung durch eine dynamische Last zu ermitteln,
- die Eigenfrequenzen des Bauwerks bei horizontaler Anregung mit verschiedenen Erregerkräften (Amplituden) zu bestimmen,
- die Dämpfung des Bauwerks bei verschiedenen Erregerkräften (Amplituden) zu messen,
- Folgerungen für die Verbesserung von Konstruktion, Modellbildung und Bemessungen solcher Tragwerke zu ziehen,
- den Einfluss der sogenannten „nicht tragenden“ Bauteile besser zu verstehen,
- Aussagen zum Einfluss der Boden-Bauwerks-Interaktion (im spezifisch vorliegenden Fall) zu machen, und schliesslich
- Empfehlungen für weiterführende Forschungsarbeiten zu formulieren.

2.5 Projektorganisation

2.5.1 Forschungsteam, Projektleitung

Das Projekt wurde durch die Baudynamiker (Dr. G. Feltrin, S. Nerbano) und die Techniker (H. Lippuner, B. Maag, W. Studer, S. Tudor, M. Dimic) der Abteilung Ingenieur-Strukturen der Empa bearbeitet und durch Dr. R. Steiger geleitet. Für die Steuerung des Horizontalschwingers war Dr. F. Weber verantwortlich.

2.5.2 Partner aus der Praxis des mehrgeschossigen Holzbaus

Als Partner aus der Praxis wirkte die Planungsfirma Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG in Rain (LU) am Projekt mit. Diese Firma hat eine umfangreiche Zahl an Referenzobjekten des mehrgeschossigen Holzbaus realisiert und brachte ihre Erfahrung bei der Versuchskonzeption und bei der Wahl des zu untersuchenden Objekts ein. Durch ihre Beteiligung an der Ausarbeitung der Publikationen [42] und [3] verfügt die Pirmin Jung AG über Kenntnisse zum Hintergrund der Erdbebenkonzeption und –bemessung von mehrgeschossigen Holzbauten. Dem Partner oblag neben der Hilfe bei der Objektwahl insbesondere die Planung der notwendigen Anpassungen am Bauwerk (Shaker-Montage) und der Koordination der Bauarbeiten und Experimente auf der Baustelle.

2.5.3 Link zu anderen Projekten

Das Projekt steht in engem Zusammenhang mit dem NFP 66-Projekt Nr. 406640-136900 „Earthquake-Resistant Timber Systems for Multi-Storey Buildings“. Im Mittelpunkt des NFP 66-Projekts steht das Verhalten von Verbindungen und Wandelementen in Holzbauten bei Erdbeben oder starkem Wind. Ziel ist es, ein optimiertes Holztragwerksystem für mehrgeschossige Holzbauten und die dafür notwendigen Bemessungsmethoden zu entwickeln. Massgeblich dafür sind Wind- und Erdbebenstärken, wie sie in der Schweiz vorherrschen. Energieverbrauch, Schallschutz, Schwingungen, Brandschutz sowie der Ressourcenverbrauch fliessen als wichtige zusätzliche Randbedingungen ebenfalls in die Betrachtungen ein. Im NFP 66-Projekt soll ein Tragwerksystem für mehrgeschossige Holzbauten entwickelt werden, das speziell für horizontale Beanspruchung ausgelegt ist. Das Projekt ist in drei Module gegliedert: In Modul 1 steht das Verhalten von Verbindungen unter zyklischer Beanspruchung im Mittelpunkt, in Modul 2 das Verhalten von Wandelementen und von relevanten, angrenzenden Tragwerksteilen und in Modul 3 das Verhalten des Gesamttragwerks sowie dessen Bemessungsmethode. Hier liegt der massgebliche Berührungspunkt mit dem vorliegenden Projektantrag: Wenn es gelingt, die Tragwerksteifigkeit und die dynamischen Eigenschaften (Grundschwingzeit und Dämpfung) eines mehrgeschossigen Holzbaus in aktueller Konstruktionsweise nicht nur rechnerisch abzuschätzen, sondern auch experimentell zu bestimmen, so kann die Modellierung im Computer auch von anderen Tragwerkgeometrien viel zuverlässiger erfolgen.

2.6 Literatur zu Kapitel 2

1. Weidmann M. (2002): Erdbeben in der Schweiz. Verlag Desertina, Chur.
2. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 261: Einwirkungen auf Tragwerke.
3. Brunner R., Jung P., Steiger R., Wenk T. (2010): Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten. Lignum - Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
4. Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, Zürich.
5. Lam F. (2006): State of earthquake research in North America and Japan. 12. Internationales Holzbau-Forum 2006, Garmisch-Partenkirchen.
6. Yeh B., Keith E., Skaggs T. (2010): Optimized anchor-bolt spacing for structural panel shearwalls. CIB-W18 Meeting 43, Nelson, New Zealand. Paper CIB-W18/43-15-14.
7. Yeh B., Williamson T. G. (2008): Combined shear and wind uplift resistance of wood structural panel shearwalls. CIB-W18 Meeting 41, St. Andrews, Canada. Paper CIB-W18/41-15-14.
8. Dujic B., Klobčar S., Žarnic R. (2007): Influence of openings on shear capacity of massive cross-laminated wooden walls. CIB-W18 Meeting 40, Bled, Slovenia. Paper CIB-W18/40-15-16.

9. Skaggs T., Yeh B., Lam F. (2010): Full-scale shear wall tests for force transfer around openings. CIB-W18 Meeting 41, St. Andrews, Canada. Paper CIB-W18/41-15-13.
10. Blass H. J., Schädle P. (2010): Influence of different standards on the determination of earthquake properties of timber shear wall systems. CIB-W18 Meeting 43, Nelson, New Zealand. Paper CIB-W18/43-15-12.
11. Dolan J. D., Toothman A. J. (2003): Comparison of monotonic and cyclic performance of light-frame shear walls. CIB-W18 Meeting 36, Colorado, USA. Paper CIB-W18/36-15-17.
12. Dujic B., Aicher S., Zarnic R. (2005): Investigations on in-plane loaded wooden elements - Influence of loading and boundary conditions. *Otto-Graf-Journal* 16 259-272.
13. Lam F., Jossen D., Gu J., Yamaguchi N., Prion H. G. L. (2003): Effect of test configuration and protocols on the performance of shear walls. CIB-W18 Meeting 36, Colorado, USA. Paper CIB-W18/36-15-16.
14. Yasumura M. (2010): Influence of the boundary conditions on the racking strength of shear walls with an opening. CIB-W18 Meeting 43, Nelson, New Zealand. Paper CIB-W18/43-15-11.
15. Conte A., Piazza M., Sartori T., Tomasi R. (2011): Influence of sheathing to framing connections on mechanical properties of wood framed shear walls. XIV convegno ANIDIS: L'Ingegneria Simica in Italia, September 18-22, 2011, Bari, Italy.
16. Lam F., Filiatrault A., Kawai N., Nakajima S., Yamaguchi N. (2002): Performance of timber buildings under seismic load. Part I: experimental studies. *Prog. Struct. Engng. Mater.* 4 276-285.
17. McMullin K. M., Merrick D. S. (2000): Seismic testing of light frame shear walls. 6th World Conference on Timber Engineering WCTE, Whistler Resort, British Columbia, Canada.
18. Ceccotti A., Sandhaas C., Yasumura M. (2011): Seismic behaviour of cross-lam timber buildings. 9. Grazer Holzbau-Fachtagung: Aussergewöhnliche Einwirkung Erdbeben im Holzbau, 29. September 2011, Graz, Austria.
19. Dujic B., Aicher S., Zarnic R. (2006): Racking behaviour of light prefabricated cross-laminated massive timber wall diaphragms subjected to horizontal actions. *Otto-Graf-Journal* 17 125-142.
20. Susteric I., Fragiaco M., Dujic B. (2011): Influence of Connection Properties on the Ductility and Seismic Resistance of Multi-Storey Cross-Lam Buildings. CIB-W18 Meeting 44, Alghero, Italy. Paper CIB-W18/44-15-19.
21. Sandhaas C. (2006): Projekt SOFIE - Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM. 5. Grazer Holzbau-Fachtagung, Graz. K1-K14.
22. Ceccotti A. (2008): New technologies for construction of medium-Rise buildings in seismic regions: the XLAM case. *Structural Engineering International* 18 (2). 156-165.
23. Ceccotti A., Yasumura M., Minowa C., Lauriola M. P., Follesa M., Sandhaas C. (2006): Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels? CIB-W18 Meeting 39, August 2006, Florence, Italy.
24. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2012): SIA-Norm 265: Holzbau.
25. van de Lindt J. W., Pei S. L., Liu H. Y., Filiatrault A. (2010): Three-Dimensional Seismic Response of a Full-Scale Light-Frame Wood Building: Numerical Study. *Journal of Structural Engineering-Asce* 136 (1). 56-65.
26. van de Lindt J. W., Pei S. L., Pryor S. E., Shimizu H., Isoda H. (2010): Experimental Seismic Response of a Full-Scale Six-Story Light-Frame Wood Building. *Journal of Structural Engineering-Asce* 136 (10). 1262-1272.
27. van de Lindt J. W., Pryor S. E., Pei S. L. (2011): Shake table testing of a full-scale seven-story steel-wood apartment building. *Engineering Structures* 33 (3). 757-766.
28. Filiatrault A., Christovasilis I. P., Wanitkorkul A., van de Lindt J. W. (2010): Experimental Seismic Response of a Full-Scale Light-Frame Wood Building. *Journal of Structural Engineering-Asce* 136 (3). 246-254.
29. Ebert C., Henkel F.-O. (2011): Modale Identifikation mit Zeitbereichsverfahren am Beispiel von Rütteltischversuchen einer Stahl-Leichtbaukonstruktion. 12. D-A-CH Tagung "Erdbeben und Baudynamik", 15.-16. September 2011, Hannover, Deutschland.
30. Henkel F.-O., Röhner J. (2011): Konstruktion und Rütteltischversuche an einer Stahl-Leichtbaukonstruktion. 12. D-A-CH Tagung "Erdbeben und Baudynamik", 15.-16. September 2011, Hannover, Deutschland.
31. Ellis B. R. (1996): Full-scale measurements of the dynamic characteristics of buildings in the UK. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 59 (2-3). 365-382.

32. Luco J. E., Trifunac M. D., Wong H. L. (1988): Isolation of Soil Structure Interaction Effects by Full-Scale Forced Vibration Tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 16 (1). 1-21.
33. Miranda E., Bertero V. V. (1996): Seismic performance of an instrumented ten-storey reinforced concrete building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 25 (10). 1041-1059.
34. Stewart J. P., Fenves G. L. (1998): System identification for evaluating soil-structure interaction effects in buildings from strong motion recordings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 27 (8). 869-885.
35. Aviles J., PerezRocha L. E. (1996): Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 15 (1). 11-27.
36. Aviles J., Suarez M. (2002): Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects. *Engineering Structures* 24 (5). 553-562.
37. Balendra T., Heidebrecht A. C. (1987): Harmonic Response of Buildings Interacting with Soil. *Journal of Sound and Vibration* 117 (2). 351-361.
38. Gaul L. (2000): Soil-structure interaction - Generalization of Reissner's solution for the viscoelastic halfspace. *Zeitschrift Fur Angewandte Mathematik Und Mechanik* 80 (1). 69-76.
39. Wu W. H., Chen C. Y. (2002): Simplified soil-structure interaction analysis using efficient lumped-parameter models for soil. *Soils and Foundations* 42 (6). 41-52.
40. Wu W. H., Smith H. A. (1995): Efficient Modal-Analysis for Structures with Soil-Structure Interaction. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 24 (2). 283-299.
41. Michel C., Zapico B., Lestuzzi P., Molina F. J., Weber F. (2011): Quantification of fundamental frequency drop for unreinforced masonry buildings from dynamic tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 40 (11). 1283-1296.
42. Jung P., Steiger R., Wenk T. (2009): Erdbebengerechtes Entwerfen und Konstruieren von mehrgeschossigen Holzbauten. *Lignum - Holzwirtschaft Schweiz*, Zürich.

3. Untersuchtes Gebäude

3.1 Objektwahl

In einem ersten Schritt wurde zusammen mit dem Partner aus der Praxis ein geeignetes Objekt ausgewählt. Von Bedeutung waren dabei neben der Nutzung (Bauwerksklasse) und der Lage (Erdbebenzone, Baugrundklasse) insbesondere die statischen Berechnungen für die horizontalen Einwirkungen Wind und Erdbeben. Von besonderem Interesse waren Bauten, bei denen die Erdbebeneinwirkung massgebend wird und daher genauere Angaben zu den dynamischen Parametern von erhöhtem Interesse sind. Dies ist häufig bei einer Geschosshöhe zwischen 2 und 4 Geschossen der Fall [1]. Die Wahl fiel auf die Überbauung an der Kreuzung Gartenstrasse / Im Sack in Oberglatt (ZH) (Abbildung 3.1 und Abbildung 3.2). Das Objekt entspricht Bauwerksklasse 1 und liegt in der Erdbebenzone Z1, fundiert auf einem Baugrund der Klasse B.



Abbildung 3.1: Untersuchungsobjekt nach der Fertigstellung: MFH in Holzrahmenbauweise, Im Sack 8, 8154 Oberglatt ZH (Bild: ZBF Architekten AG)



Abbildung 3.2: Untersuchungsobjekt während der Durchführung der Experimente.

Neben rein technischen Gründen, spielte bei der Objektwahl die Bereitschaft der Bauherrschaft, des zuständigen Architekten und der Holzbau-Unternehmung, Rüttelversuche an einem neu erstellten Bauwerk zuzulassen, eine entscheidende Rolle. Bei Inangriffnahme der Versuchsplanung und während der Durchführung der Versuche wirkten deshalb die folgenden zusätzlichen Partner massgeblich im Projekt mit:

- Ferrario Bau AG, 8154 Oberglatt (ZH): Bauherr
- Zindel Brönnimann Ferrario ZBF Architekten AG, 8004 Zürich: Architektur und Bauleitung
- Artho Holz- und Elementbau AG, 8735 St. Gallenkappel (SG): Holzbau-Unternehmung.

3.2 Kenndaten des Objekts

Beim Gebäude handelt es sich um ein 3-geschossiges MFH mit einem massiven Untergeschoss (UG), dessen Holztragwerk im Frühjahr 2013 montiert wurde. Die Versuche wurden im April und im Mai 2013 durchgeführt. Der komplette Bau ab UG erfolgte in Holzbauweise mit folgenden Systemen:

- Decken: Holz-Beton-Verbund (HBV) Decken mit Brettstapel, Überbeton (C25/30) und schwimmendem Unterlagsboden (Abbildung 3.3 und Abbildung 3.4)
- Zwischendecke im Dachgeschoss: Brettstapel (Abbildung 3.5)
- Dach: Sparrendach mit Ziegeleindeckung (Abbildung 3.6)
- Aussenwände: Holz-Rahmenbauweise mit durchlaufenden Hauptstützen. Innenseitig beplankt mit OSB 3-Platten, aussenseitig beplankt mit Hartfaserplatten (bei aussteifenden Wänden auch aussen OSB 3-Platten) (Abbildung 3.7)
- Innenwände: Holz-Rahmenbauweise beidseitig beplankt mit Gipsfaserplatten und Gips-Kartonplatten (Abbildung 3.8 und Abbildung 3.9)
- Trennwände zwischen Treppenhaus und Wohnung: zweischalig mit Massivholzplatte und Rahmenbauwand (Abbildung 3.9)
- Podeste, Treppen und Liftkern: Fertig-Betonelemente, von Holztragwerk und Dach entkoppelt.



Abbildung 3.3: HBV-Decken im Plus-Minus-System (Brettstapel mit Brettern alternierend unterschiedlicher Höhe im mechanischen Schubverbund mit dem Beton (Bild: Pirmin Jung AG)

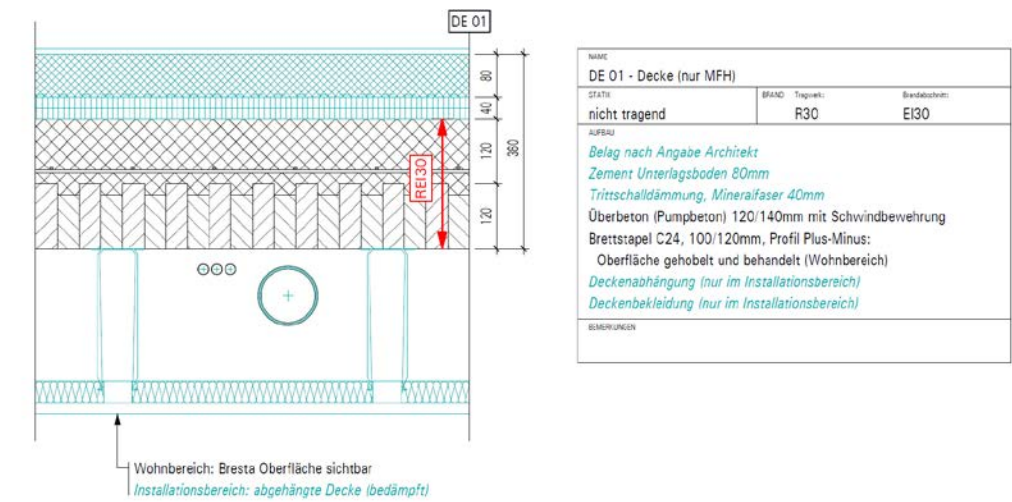


Abbildung 3.4: Aufbau der HBV-Decken (Bild: Pirmin Jung AG). Holz-Festigkeitsklasse: C24. Betonqualität: C25/30.

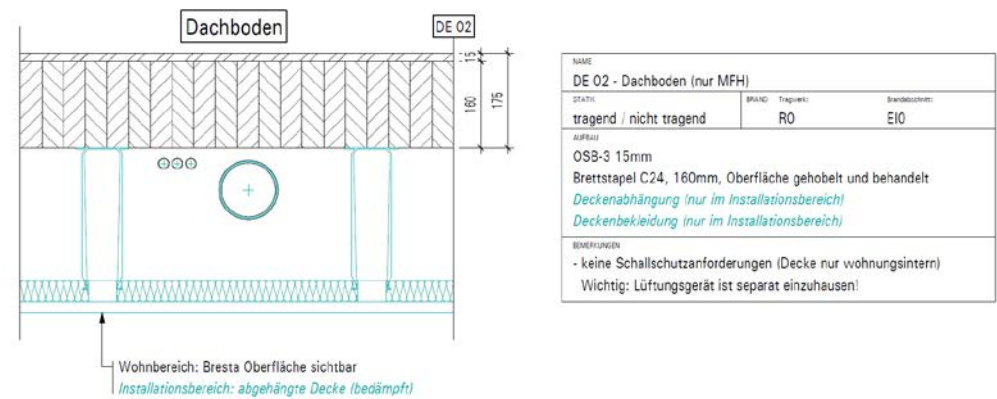


Abbildung 3.5: Brettstapeldecken im Estrich (Bild: Pirmin Jung AG)



Abbildung 3.6: Sparrendach mit Ziegeleindeckung (Bild: Pirmin Jung AG)

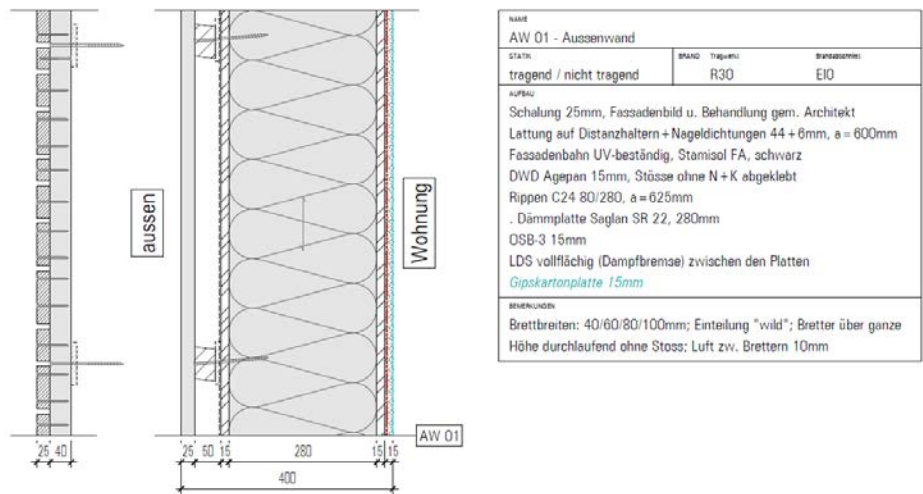


Abbildung 3.7: Aussenwände (Bild: Pirmin Jung AG)

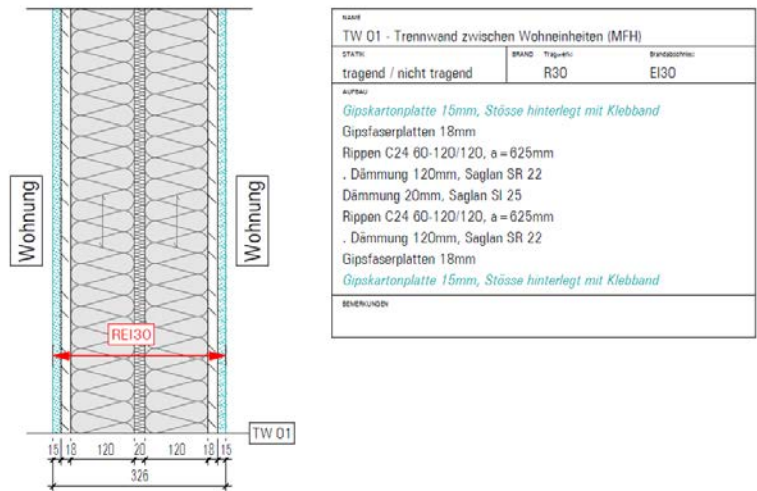


Abbildung 3.8: Innenwände: Trennung zwischen Wohneinheiten (Bild: Pirmin Jung AG)

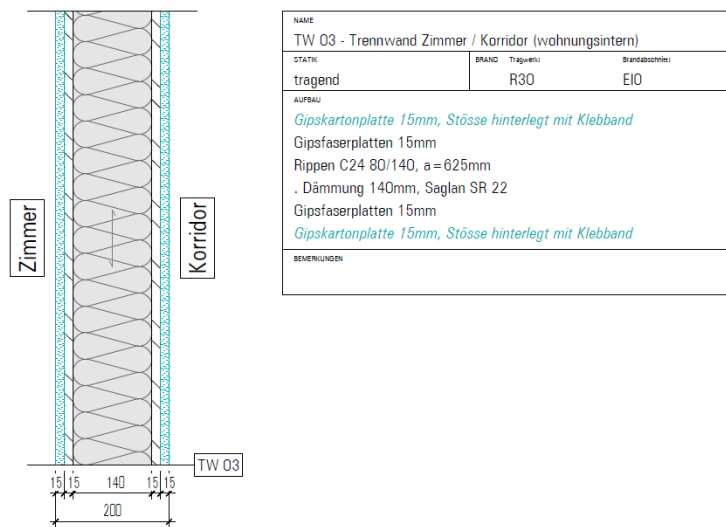


Abbildung 3.9: Innenwände: Wohnungsinterne Trennwände (Bild: Pirmin Jung AG)

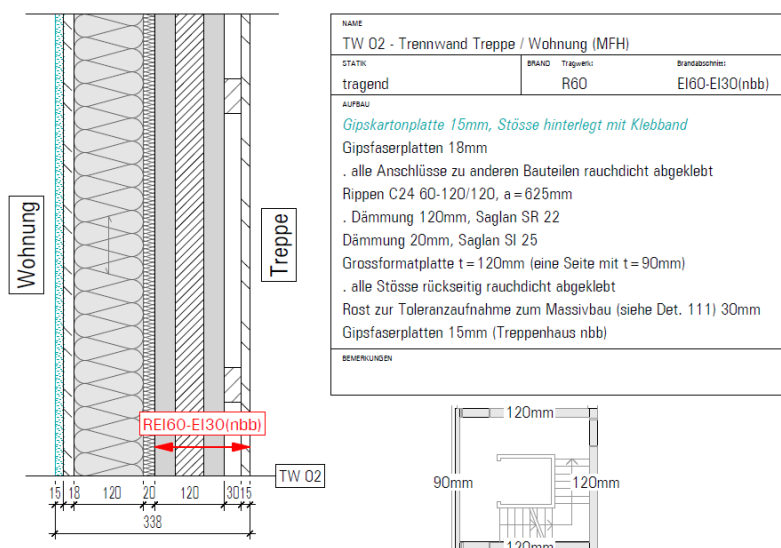


Abbildung 3.10: Innenwände: Trennung Treppenhaus – Wohnungen (Bild: Pirmin Jung AG)

3.3 Fassadenansichten

Aus den stirnseitigen Fassadenansichten Süd-West (Abbildung 3.11) und Nord-Ost (Abbildung 3.12) ist ersichtlich, dass das Gebäude gegenüber OK Betonplatte Erdgeschoss (Einbindungshorizont des Holztragwerks) eine Traufhöhe von 6.30 m und eine Giebelhöhe (OK Firstziegel) von 11.53 m aufweist. Die Abbildung 3.13 und die Abbildung 3.14 zeigen das Gebäude aus südlicher bzw. nördlicher Richtung betrachtet. Die Windangriffsflächen betragen:

- Längsfassaden: 277 m²
- Giebelfassaden: 129 m².



Abbildung 3.11: Gebäudeansicht aus südwestlicher Richtung (Bild ZBF Architekten AG)



Abbildung 3.12: Gebäudeansicht aus nordöstlicher Richtung (Bild ZBF Architekten AG)



Abbildung 3.13: Gebäudeansicht aus südöstlicher Richtung (Bild ZBF Architekten AG)

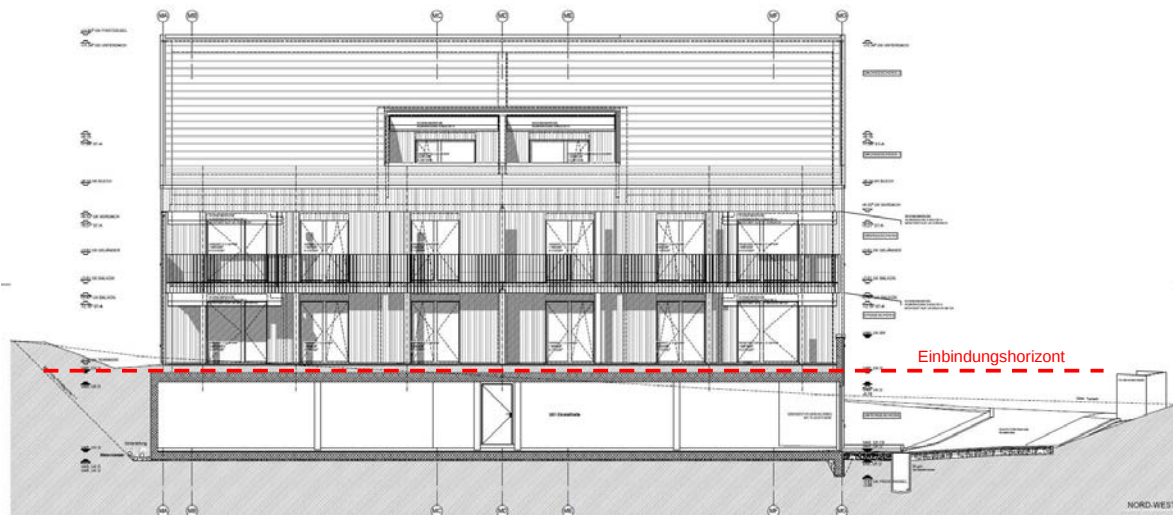


Abbildung 3.14: Gebäudeansicht aus nordwestlicher Richtung (Bild ZBF Architekten AG)

3.4 Grundrisse

Die folgende Abbildungen zeigen die Grundrisse des Erdgeschosses (Abbildung 3.15), Obergeschosses (Abbildung 3.16) und der Dachgeschosse 1 (Abbildung 3.17) und 2 (Abbildung 3.18). Die Grundrisspläne sind so dargestellt, dass die Nordwest-Seite des Gebäudes unten liegt. Das Gebäude weist eine Länge von 24.0 m und eine Breite von 14.525 m auf (AK Fassade – AK Fassade).

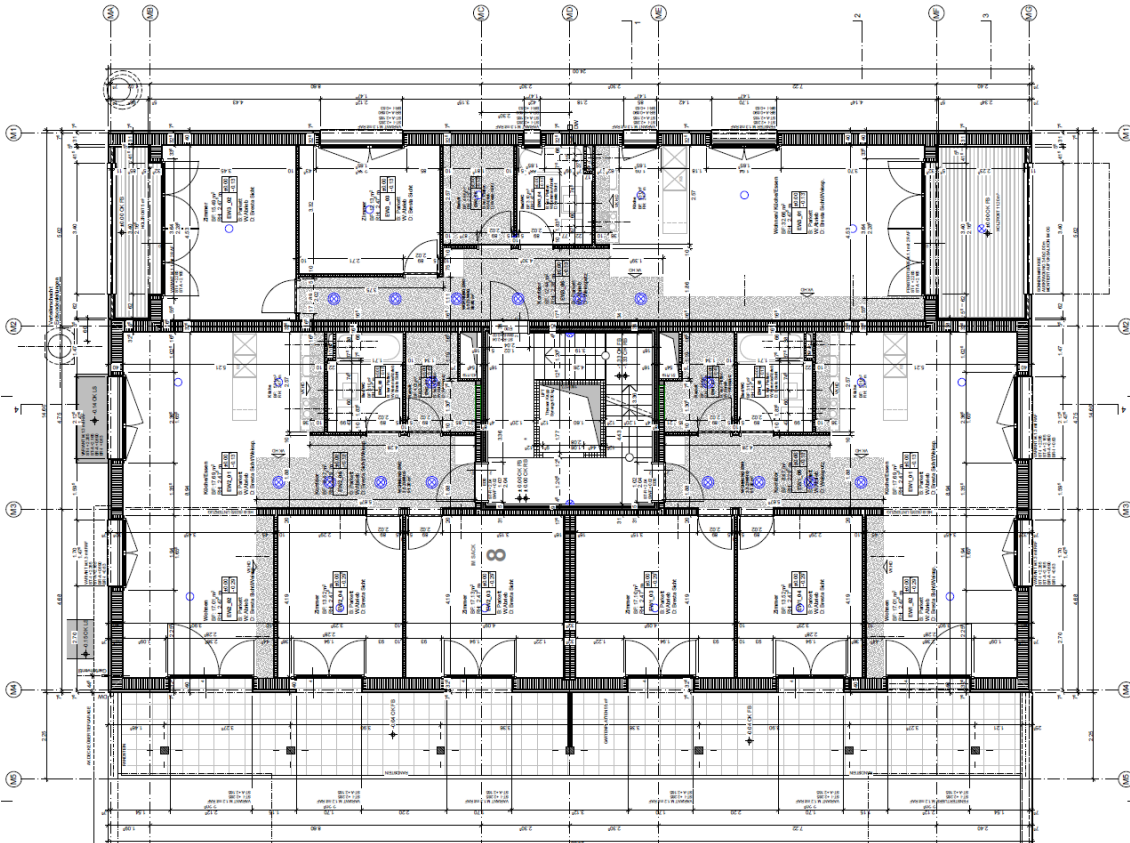


Abbildung 3.15: Grundriss Erdgeschoss (Bild ZBF Architekten AG)

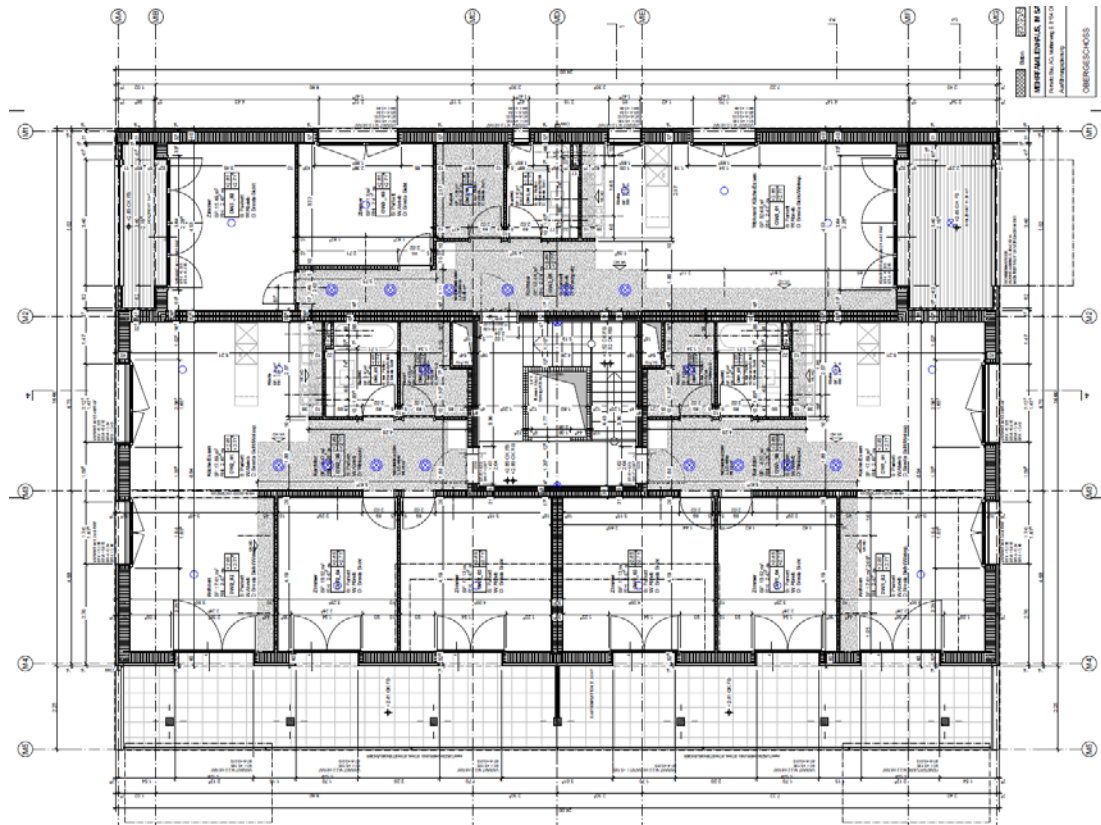


Abbildung 3.16: Grundriss Obergeschoss (Bild ZBF Architekten AG)

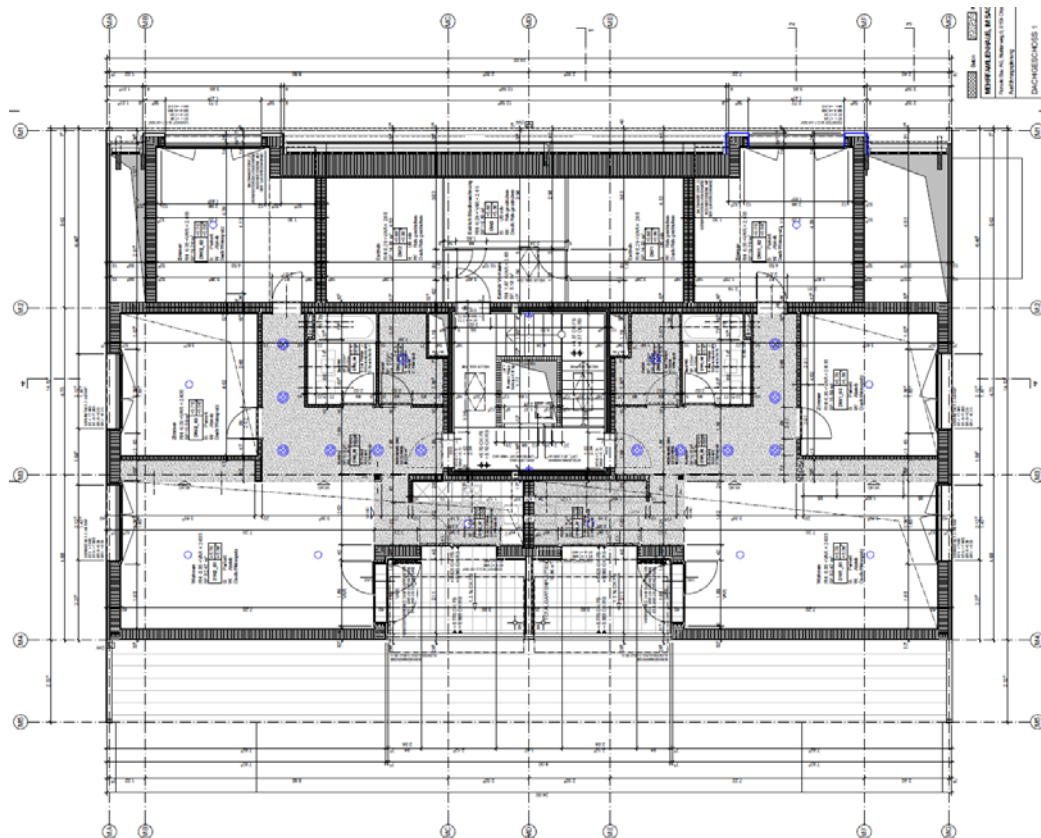


Abbildung 3.17: Grundriss Dachgeschoss 1 (Bild ZBF Architekten AG)

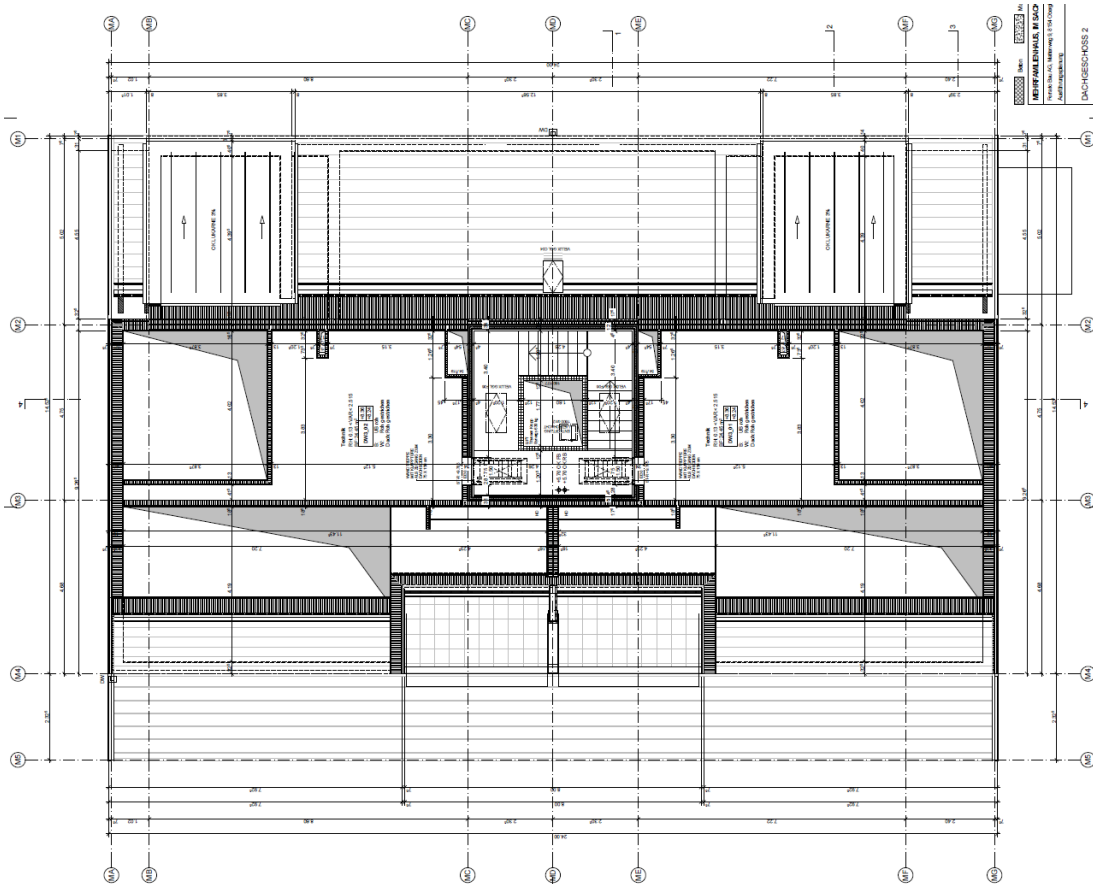


Abbildung 3.18: Grundriss Dachgeschoss 2 (Bild ZBF Architekten AG)

3.5 Literatur zu Kapitel 3

1. Brunner R., Jung P., Steiger R., Wenk T. (2010): Erdbebenerechte mehrgeschossige Holzbauten. Lignum - Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.

4. Bemessung des Gebäudes durch den Planer

4.1 Kenndaten des Gebäudes

Es handelt sich um dreigeschossiges, unterkellertes Mehrfamilienhaus. Die über Terrain liegenden Gebäudeteile entsprechen mit Ausnahme des Liftschachts sowie der Treppen und Podeste im Treppenhaus (vorfabrizierte Betonteile) einer Holz-Rahmenbau-Struktur in Systembauweise[1]. Das Untergeschoss (UG) sowie die Decke über dem UG sind in Massivbauweise ausgeführt. Das Gebäude weist ein Satteldach mit Lukarnen und Ziegeleindeckung auf. Die wichtigsten Kenndaten des Gebäudes (insb. diejenigen welche die horizontale Aussteifung beeinflussen) zum Zeitpunkt der Planung sind in der Tabelle 4.1 zusammengestellt.

Tabelle 4.1: Kenndaten des Gebäudes (zum Zeitpunkt der Planung und Bemessung)[1]

Parameter	Wert
Zweckbestimmung des Gebäudes	Wohnnutzung
Anzahl Geschosse	3 Wohngeschosse, 1 Untergeschoss
Gebäudehöhe	ca. 11 m ab OK Terrain
Gebäudelänge	ca. 24 m
Gebäudebreite	ca. 14.5 m ohne vorgesetzte Balkone
Einbindungshorizont	Ebene OK Untergeschoss
Grundrissform	Rechteckig
Dachform	Satteldach mit Lukarnen
Dacheindeckung	Tonziegel
Lage	8154 Oberglatt (ZH), Kreuzung Gartenstrasse / Im Sack
Meereshöhe	430 m ü. M.
Bezugshöhe für Schneelasten	$\pm 0 \text{ m}^{1)}$
Referenzwert des Staudrucks (Wind)	$q_{p0} = 0.9 \text{ kN/m}^2 \text{ }^{1)}$
Erdbebenzone	Zone 1, $a_{gd} = 0.6 \text{ m/s}^2 \text{ }^{1)}$
Bauwerksklasse	BWK I ¹⁾
Bedeutungsfaktor	$\gamma_f = 1.0 \text{ }^{1)}$
Baugrundklasse	B, $S = 1.2$, $T_B = 0.15 \text{ s}$, $T_C = 0.5 \text{ s}$, $T_D = 2 \text{ s} \text{ }^{1)}$
Strukturverhalten	Duktiles Verhalten, $q = 3.0 \text{ }^{2)}$

¹⁾ gemäss Norm SIA 261:2003 [2]

²⁾ Das Holztragwerk ist im Grundriss kompakt und regelmässig ausgesteift. Sämtliche aussteifenden Wandscheiben sind Rahmenbauwände (Aussen- und Innenwände). Die Wandscheiben bestehen aus Holzrahmen mit aufgeklammerten Beplankungen. Die Verklammerung erfüllt die Voraussetzungen für duktilen Tragwerksverhalten gemäss Tabelle 11 in der Norm SIA 265:2012 [3]. Zur Sicherstellung der zyklischen Plastifizierung in den duktilen Bereichen, sind die übrigen Tragwerksteile und Verbindungen mit einem höheren Tragwiderstand ausgelegt. Insbesondere Verankerungen zu massiven Teilen und zu spröde versagenden Bauteilen und Anschlüssen müssen den 1.2-fachen Tragwiderstand der duktilen Bereiche aufweisen.

4.2 Einwirkungen

4.2.1 Eigenlasten und Auflasten

Die Eigenlasten der Baustoffe wurden Produkteunterlagen und der Norm SIA 261:2003 entnommen.

4.2.2 Nutzlast

Gebäudenutzung, Kategorie A, gemäss Norm SIA 261:2003, d. h.:

- in Wohnräumen: verteilte Last von $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ oder Einzellast von $Q_k = 2 \text{ kN}$ auf $50 \times 50 \text{ mm}^2$
- auf Balkonen: verteilte Last von $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ oder Einzellast von $Q_k = 2 \text{ kN}$ auf $50 \times 50 \text{ mm}^2$
- auf Treppen: verteilte Last von $q_k = 4 \text{ kN/m}^2$ oder Einzellast von $Q_k = 2 \text{ kN}$ auf $50 \times 50 \text{ mm}^2$.

4.2.3 Schnee

Der charakteristische Wert der Schneelast auf horizontalem Gelände für den Standort des Gebäudes beträgt gemäss Norm SIA 261:2003 für die Bezugshöhe $h_0 = 430 \pm 0 \text{ m}$:

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] 0.4 \text{ kN/m}^2 \geq 0.9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{also} \quad s_k = \left[1 + \left(\frac{430}{350} \right)^2 \right] 0.4 \text{ kN/m}^2 = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Es ergibt sich somit ein charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Dach von:

$$q_k = \mu_i C_e C_T s_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.00 \text{ kN/m}^2 = 0.80 \text{ kN/m}^2, \text{ wobei die Faktoren in der Formel bedeuten:}$$

μ_i Dachformbeiwert $\rightarrow$ Annahme: Abgleiten des Schnees vom Dach erschwert

C_e Beiwert zur Erfassung der Windexposition $\rightarrow$ Annahme: normale Windexposition

C_T Thermischer Beiwert $\rightarrow$ Annahme: Dachisolation verhindert ein rasches Abschmelzen des Schnees.

4.2.4 Wind

Staudruck

Für eine Bezugshöhe (Gebäudehöhe) von $z = 11 \text{ m}$ ergibt sich der Profilbeiwert c_h für Gebäudestandorte in Ortschaften (Geländekategorie III, d. h. Gradientenhöhe $z_g = 450 \text{ m}$ und Bodenrauigkeit $\alpha_r = 0.23$) gemäss Norm SIA 261:2003 zu:

$$c_h = 1.6 \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0.375 \right]^2 = 1.6 \left[\left(\frac{11}{450} \right)^{0.23} + 0.375 \right]^2 = 1.026, \text{ womit ein Staudruck resultiert von:}$$

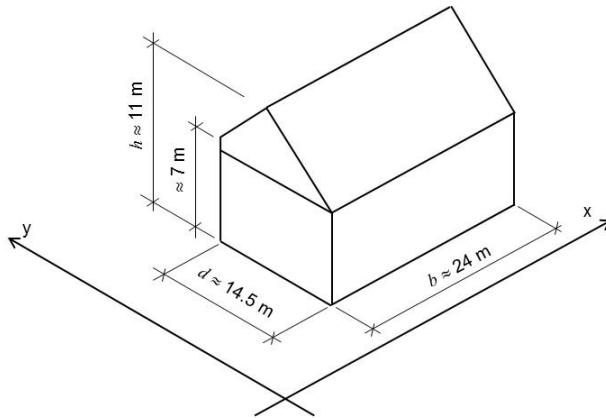
$$q_p = c_h q_{p0} = 1.026 \cdot 0.9 \text{ kN/m}^2 = 0.92 \text{ kN/m}^2.$$

Windkräfte

Für die Geometrie des Gebäudes ($h \times b \times d = 11.0 \text{ m} \times 24.0 \text{ m} \times 14.5 \text{ m}$) ergeben sich mit der Windtabelle 43 ($h:b:d = 1.5:4:1$, Dachneigungen 60° bzw. 30°) in der Norm SIA 261:2003 für Gebäudehöhen $< 15 \text{ m}$ (d.h. $c_d = 1.0$) die folgenden Windkräfte auf die Längs- bzw. Stirnfassade des Gebäudes:

$$Q_k = c_{red} c_d c_f q_p A_{ref}:$$

Windangriff auf	Staudruck q_p [kN/m ²]	Reduktionsfaktor c_{red}	Kraftbeiwert c_f	Bezugsfläche A_{ref} [m ²]	Winddruck q_k [kN/m ²]	Windkraft Q_k [kN]
Längsseite	0.92	0.83	1.41	264	1.07	282
Stirnseite	0.92	0.87	0.85	130	0.68	88.4


Proportionen:

$$\beta_1 = \frac{b}{h} = \frac{24}{11} = 2.18$$

$$\beta_2 = \frac{d}{h} = \frac{14.5}{11} = 1.32$$

$$h : b : d = 11 : 24 : 14.5 \approx 1.5 : 4 : 1$$

Flächen:

$$\text{Längsseite: } A = 24 \text{ m} \cdot 11 \text{ m} = 264 \text{ m}^2$$

$$\text{Stirnseite: } A = 14.5 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} + \frac{14.5 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}}{2} \approx 130 \text{ m}^2$$

Abbildung 4.1: Gebäudeabmessungen, -proportionen und Windangriffsflächen

4.2.5 Erdbeben

Bei der Einwirkung Erdbeben handelt es sich, im Gegensatz zu den oben beschriebenen Einwirkungen, um eine aussergewöhnliche Einwirkung. Mit den Kenndaten des Gebäudes (Tabelle 4.1) können das elastische Antwortspektrum und die Bemessungsspektren für ein viskoses Dämpfungsmass von $\xi = 0.05$ gemäss Norm SIA 261:2003 ermittelt werden (Abbildung 4.2). Der Bemessung wurde letztlich ein Verhaltensbeiwert von $q = 3.0$ zu Grunde gelegt (duktils Tragwerksverhalten).

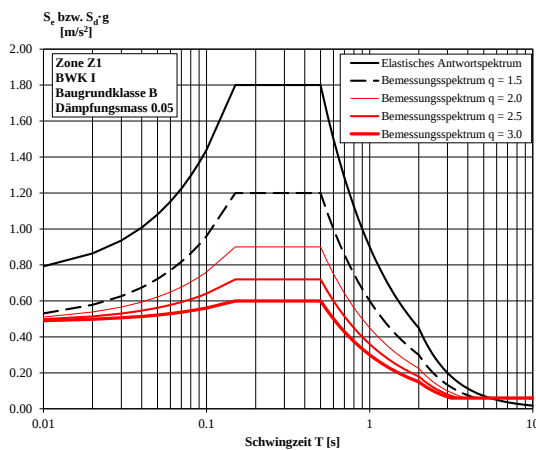


Abbildung 4.2: Elastisches Antwortspektrum und Bemessungsspektrum für den Standort Oberglatt. Beide Spektren wurden mit den Kenndaten des Gebäudes aus Tabelle 4.1 für eine viskose Dämpfungsmass von $\xi = 0.05$ ermittelt. Die Bemessungsspektren wurden für Verhaltensbeiwerte zwischen 1.5 (elastisches Tragwerksverhalten, Berücksichtigung der Überfestigkeit) und 3.0 (Tragwerk mit hoher Duktilität) ermittelt.

4.3 Kombination der Einwirkungen

Die Einwirkungen wurden gemäss Norm SIA 260:2003 [4] kombiniert um die massgebenden Bemessungssituationen zu ermitteln.

4.4 Horizontale Aussteifung

4.4.1 Aussteifungskonzept

Die horizontale Aussteifung des Gebäudes in seinen beiden Hauptrichtungen wird gewährleistet durch mehrere Rahmenbauwände (Abbildung 4.3 und Abbildung 4.4), welche vom Erdgeschoss (EG) bis zum Obergeschoss (OG) 2 durchlaufen bzw. über einander stehen und so angeordnet sind, dass das Massen- und das Steifigkeitszentrum des Gebäudes möglichst nahe bei einander liegen (Ziffer 4.4.3).



Abbildung 4.3: Positionsplan der horizontalen Aussteifung durch Rahmenbauwände im Erdgeschoss und im Obergeschoss 1

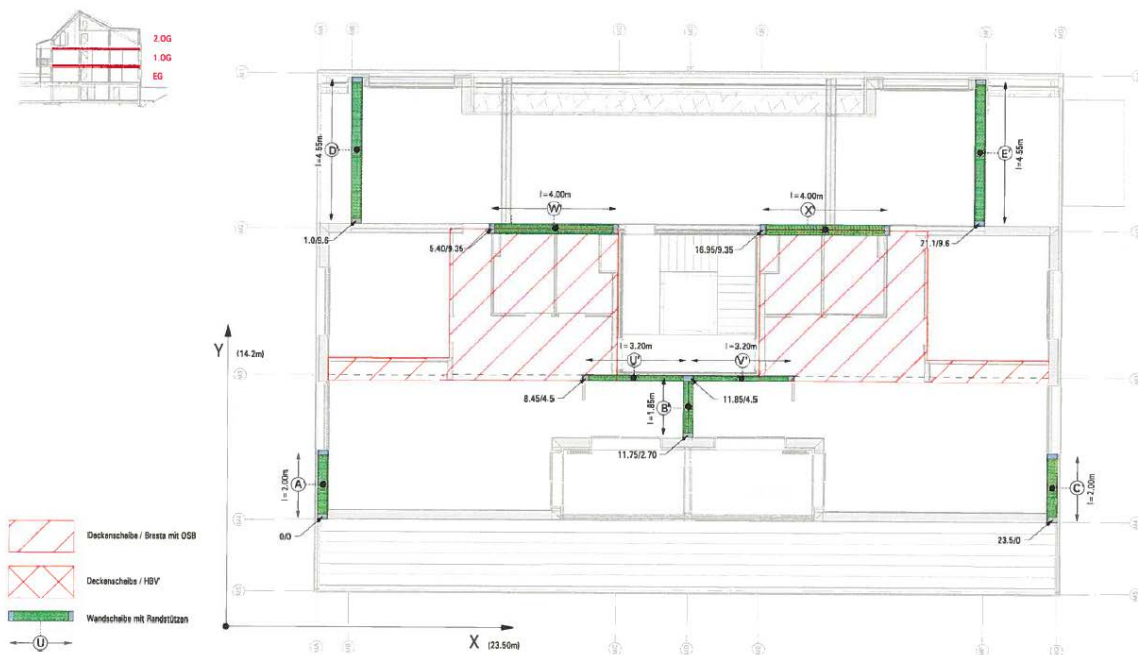


Abbildung 4.4: Positionsplan der horizontalen Aussteifung durch Rahmenbauwände im Obergeschoss 2

Die Wände des Dachgeschosses sind z. T. verkürzt bzw. anders positioniert als die Wände im EG und 1.OG, dies aufgrund der Gebäudegeometrie. Die horizontalen und vertikalen Lasten der aussteifenden Wände werden über die Deckenscheibe in die unteren Wandscheiben wieder eingeleitet. Die vertikale Komponente wird durch entsprechende Stützen direkt in das UG in Massivbauweise abgeleitet.

Auf Niveau Decke über EG und Decke über OG 1 sind die Rahmenbauwände über die steifen Holz-Beton-Verbunddecken miteinander verbunden. Die horizontale Beanspruchung der einzelnen Wandscheiben wurde anhand der Wandsteifigkeiten ermittelt. Zur Berechnung letzterer wurde so vorgegangen, wie in [5] beschrieben.

Die Aussteifung des Dachgeschosses (DG) erfolgte konstruktiv. Im Tragwerksmodell (Ziffer 4.4.2) wurde der Massenpunkt m_3 in seiner effektiven Lage berücksichtigt. Die zur Aussteifung beitragenden Rahmenbauwände im DG sind, bedingt durch die Erfüllung architektonischer Anforderungen, z. T. versetzt zu den Aussteifungswänden der unteren Geschosse angeordnet. Im Modell wurden die vergleichsweise geringen Massen m_3 auf Niveau der Decke über dem OG 1 zusammen mit der Masse m_2 auf die Aussteifungswände gemäss deren Steifigkeit verteilt.

Aus schallschutztechnischen Gründen sind der Treppenhauskern und der Liftschacht vollständig selbsttragend und entkoppelt von den übrigen Gebäudeteilen ausgebildet. Weder der Treppenhauskern noch der Liftschacht tragen also zur Gebäudeaussteifung bei. Auch die den Treppenhauskern umschliessenden Grossformatplatten (Brettsperrholz) wurden in der Bemessung des Tragwerks nicht zur Aussteifung angesetzt und sind nicht mit den Massen der übrigen Gebäudeabschnitte verbunden. Bei einem Erdbeben ist ein Anprall zwischen dem Treppenhaus und den übrigen Tragwerksteilen verhindert, indem ein mit Mineralwolle gedämmter, ausreichend breiter Zwischenbereich eingeplant wurde.

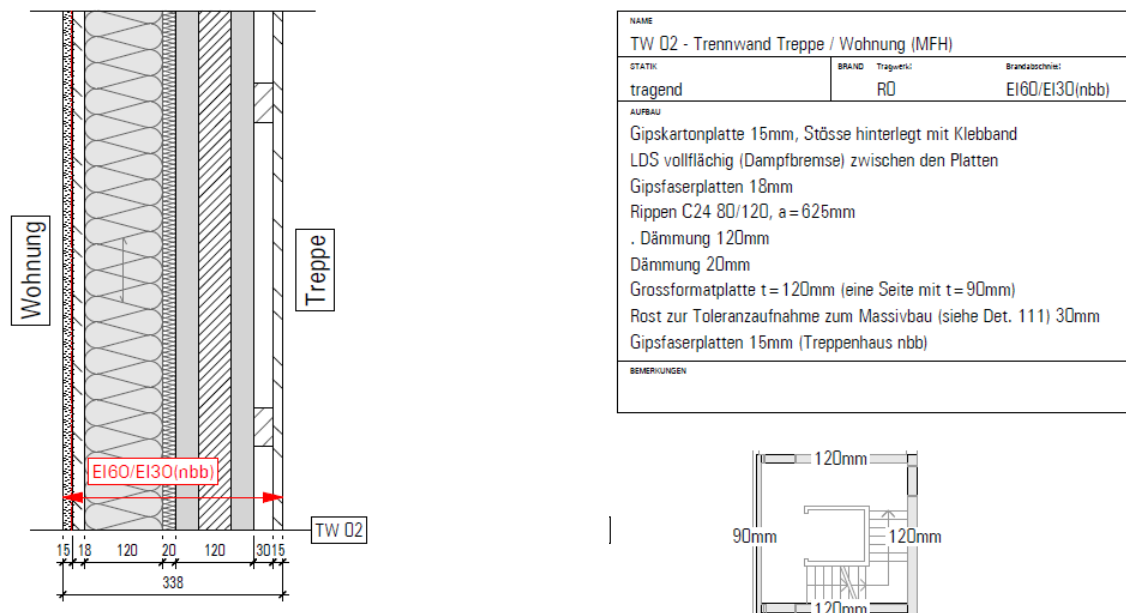


Abbildung 4.5: Detailplan der Wände zwischen den Wohnungen und dem Treppenhaus [6].

4.4.2 Modell

Im Modell des Gebäudes als Mehrmassenschwinger mit drei Massen (Abbildung 4.6) wurden die sich auf drei unterschiedlichen Niveaus befindenden Eigenlasten und die quasi-ständigen Lastanteile aus Nutzlast berücksichtigt. Bei der aussergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“ muss für Orte, welche weniger als 1000 m über Meer liegen, keine quasi-ständige Schneelast berücksichtigt werden.

Die Massen m_1 und m_2 befinden sich auf den Niveaus der Holz-Beton-Verbunddecken. Die Masse m_3 liegt ca. 8.60 m über dem Einbindungshorizont und umfasst die Massenanteile des Dachs, des Zwischenbodens im OG 2 und der Wände in diesem Bereich.

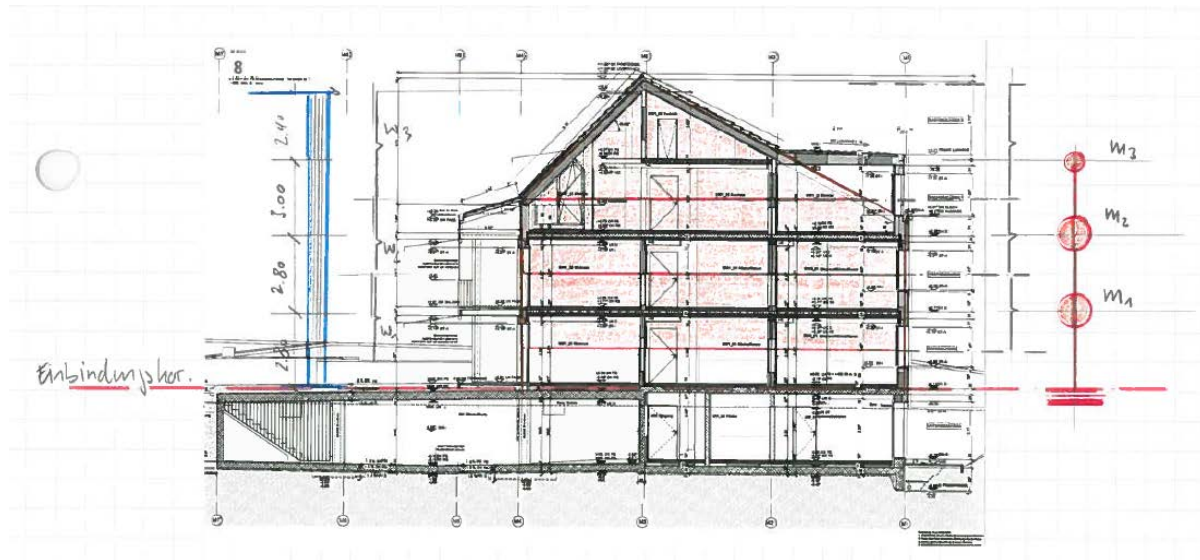


Abbildung 4.6: Modellierung des Gebäudes als 3-Massenschwinger zur Schätzung der Grundswingzeiten.

4.4.3 Massen- und Steifigkeitszentrum des Gebäudes

Das Massen- (M) und das Steifigkeitszentrum (S) des Gebäudes wurden wie in [5] beschrieben bestimmt. M und S liegen nahe bei einander im Bereich des Treppenhaukerns (Abbildung 4.7).

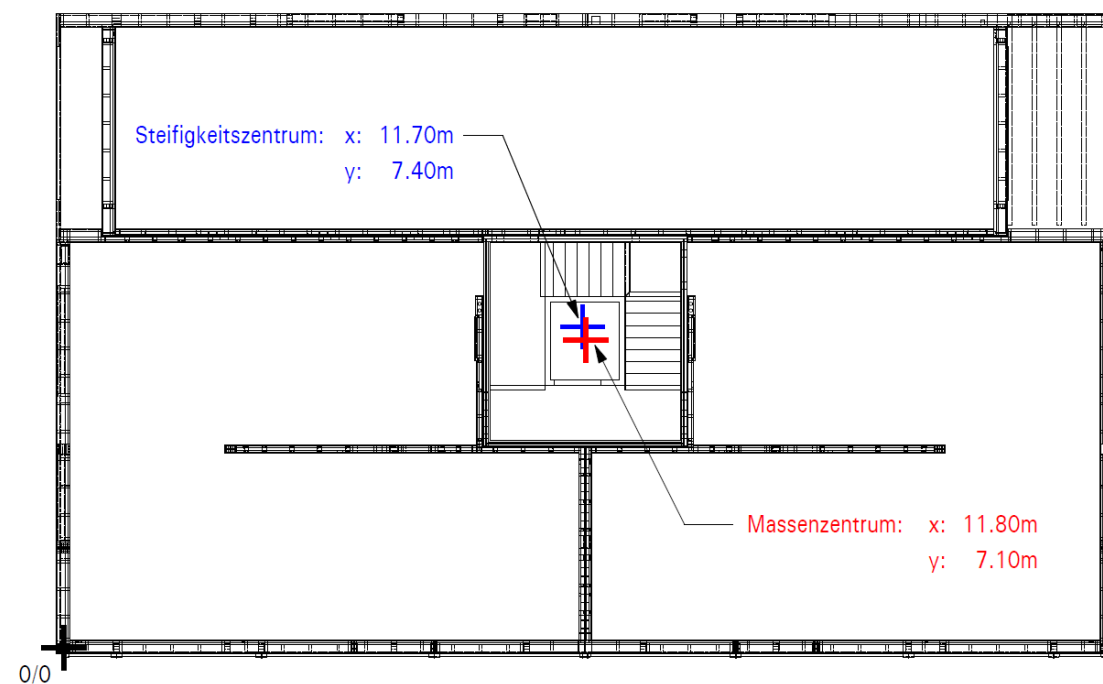


Abbildung 4.7: Massen- und Steifigkeitszentrum

4.5 Schätzung der Grundswingzeiten

Die Grundswingzeit eines Tragwerks ist eine wichtige Kenngrösse, um das Schwingungsverhalten zu beurteilen und die im Erdbebenfall für die Bemessungen anzusetzenden Ersatzkräfte ermitteln zu können. In der Literatur finden sich unterschiedliche Ansätze, um die Grundswingzeit zu berechnen [5]. Vergleichsrechnungen zeigen, dass die unterschiedlichen Methoden auch ganz unterschiedliche Resultate liefern.

Im Projekt Oberglatt wurde zur Bestimmung der Grundswingzeit die Rayleigh-Methode [7] angewendet. Dabei wird die effektive Steifigkeit der Tragwerksstruktur (Tragwerksmodell) sowie die angenommenen Massen (ständige Lastanteile) in die Berechnung mit eingezogen. Nicht berücksichtigt wird auch bei dieser Methode der Einfluss der nicht tragenden Bauteile.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n F_{d,i} u_i}}$$

- $F_{d,i}$ fiktive horizontale Einwirkung aus ständigen und quasi-ständigen Lasten im Geschoss i [kN]
 m_i Stockwerksmasse im Geschoss i [kg]
 T_1 Grundswingzeit [s]
 u_i horizontale Verformung im Geschoss i infolge $F_{d,i}$ [m]

Basierend auf den Steifigkeiten der einzelnen, aussteifenden Wandscheiben wurde die gesamte Gebäudesteifigkeit für beide Hauptrichtungen ermittelt. Die Deckenscheiben wurden aufgrund der grossen horizontalen Steifigkeit als steife Scheiben modelliert. Die Massen wurden auf dem Niveau der einzelnen Deckenscheiben zusammengefasst. Neben dem Eigengewicht der Decken und der aussteifenden Wände wurden auch die Eigenlasten der nicht-tragenden Wände sowie der ständige Anteil der Nutzlast abgeschätzt und zu den Massen der Deckenscheiben addiert.

Die Berechnung der Grundswingzeit erfolgte mit der Rayleigh-Methode. Für die Gebäude-Längsrichtung ergab sich eine rechnerische Grundswingzeit von $T_x \approx 0.85 \text{ s}$. Für die Gebäude-Querrichtung beträgt die rechnerische Grundswingzeit $T_y \approx 1 \text{ s}$.

Massgebend für die Berechnung der Tragwerkssteifigkeit sind die Nachgiebigkeiten der einzelnen Wandscheiben. Diese wurden nach den Modellen der Lignum Dokumentation [5] detailliert berechnet. Unberücksichtigt blieb der Einfluss auf die Steifigkeit aller sekundären Bauteile wie nicht tragende Innen- und Aussenwände, Fenster und Türen, etc.

4.6 Literatur zu Kapitel 4

1. Wolf L. (2012): Projekt 211.259 Gartenstrasse Oberglatt: Konzeptbeschrieb Aussteifung / Erdbebensicherheit. Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG, Rain.
2. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 261: Einwirkungen auf Tragwerke.
3. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2012): SIA-Norm 265: Holzbau.
4. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken.
5. Brunner R., Jung P., Steiger R., Wenk T. (2010): Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten. Lignum - Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
6. Wolf L. (2013): Projekt 211.259 Gartenstrasse Oberglatt: Detailkatalog. Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG, Rain.
7. Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, Zürich.

5. Experimente

5.1 Methode

5.1.1 Überblick zur Methode

Im Rahmen der experimentellen Kampagne vor Ort wurde das Bauwerk in verschiedenen Bauzuständen (Ziffer 5.1.2, [1]) einer experimentellen Modalanalyse (Ziffer 5.2) unterzogen. Gestartet wurde mit „Ambient Vibration Tests“ bei denen die dynamischen Eigenschaften des Bauwerks auf Grund der vor Ort bereits vorhandenen Erschütterungen (z.B. infolge Wind oder am Gebäude vorbei fahrender Fahrzeuge) bestimmt werden. Im nächsten Schritt wurden „Forced Vibration Tests“ gemacht. Das Bauwerk wurde mit einem Schwingungserreger (Shaker) in horizontaler Richtung in beide Gebäude-Hauptrichtungen in zufällige und harmonische Schwingungen versetzt (Ziffer 5.3). Die Schwingungsanregung war nur so gross, dass keine Schäden im Bauwerk entstehen konnten.

Die Reaktionen des Bauwerks auf die ambienten und die erzwungenen Schwingungsanregungen wurden mit Beschleunigungsaufnehmern aufgezeichnet (Ziffer 5.4). Das Versuchsprogramm ist im Detail im Abschnitt 5.5 beschrieben. Ferner wurden Verformungsmessungen mit induktiven Wegaufnehmern durchgeführt, um sicherzustellen, dass das Bauwerk keine Schäden infolge zu grosser differentieller Stockwerkverschiebungen erlitt (Ziffer 5.6).

5.1.2 Untersuchte Bauzustände

Um die Messresultate mit Rechen- und Computernmodellen, wie man sie in der Tragwerksplanung und in der Wissenschaft verwendet, vergleichen zu können, wurden die Messungen in verschiedenen Bauphasen durchgeführt [1]. Der Schwingungserreger wurde im Zuge des geplanten Bauablaufs montiert und verblieb bis zum Abschluss der Messungen im Gebäude.

Bauzustand im Zeitpunkt der Versuchsreihe 1

Der Grundgedanke der ersten Versuchsreihe bestand darin, das Gebäude in demjenigen Zustand anzuregen, in dem es möglichst dem von den Planern der Pirmin Jung AG verwendeten Berechnungsmodell für die Konzeption und Bemessung des Tragwerks entspricht. Im statischen Modell wurde das Gebäude auf Wand- und Deckenscheiben reduziert, aus denen die Struktursteifigkeit ermittelt wurde. Nicht tragende Bauteile wie Bekleidungen, Fenster, Türen, usw. wurden ebenso wenig im Berechnungsmodell abgebildet, wie die nicht aussteifenden Aussen- und Innenwände.

Bereits bei der Planung hatte es sich allerdings gezeigt, dass es nicht möglich war, das Gebäude so zu erstellen, dass es während der ersten Versuchsreihe vollumfänglich dem Berechnungsmodell entsprach. Aus fertigungstechnischen und wirtschaftlichen Gründen mussten diverse Bauteile, welche später am Bau nur mit erheblichem Zusatzaufwand hätten montiert werden können, bereits bei der Elementherstellung verbaut werden. Diese im Modell nicht berücksichtigten Bauteile haben jedoch einen grossen Einfluss auf die effektive Gebäudesteifigkeit.

Die Versuchsreihe 1 wurde am 8. und 9. April 2013 durchgeführt, nachdem der fertige Rohbau erstellt worden war. Dabei waren alle Wände ein- oder beidseitig mit Gipsfaserplatten (GFP) oder mit OSB-Platten verkleidet. Nur die für die horizontale Aussteifung vom planenden Ingenieur als aussteifend ausgeschiedenen Wände waren vollständig verklammert und mit dem Fundament verankert. Die Beplankungen der gemäss statischem Modell nicht zur Aussteifung beitragenden Wände waren nur minimal mit den Rahmen verklammert. Da der Beton der Holz-Beton-Verbunddecken (HBV-Decken) noch nicht während der vorgeschriebenen 28 Tage aushärten konnte, wurden sämtliche HBV-Decken durch Spriesse im Erdgeschoss (EG) und im Obergeschoss (OG) 1 unterstützt (Abbildung 5.1).

Der Zustand der wichtigsten Konstruktionsteile während der Versuchsreihe 1 ist in der Tabelle 5.1 im Detail beschrieben und in Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 graphisch dargestellt.



Abbildung 5.1: Abstützung sämtlicher HBV-Decken durch Spriessung im EG und im OG 1 während den Versuchsreihen 1 und 2.



Abbildung 5.2: Abfangung der Gewichtskraft des Schwingungserregers durch Spriessung im EG und im OG 1 während aller 3 Versuchsreihen.

Tabelle 5.1: Bauzustand zum Zeitpunkt der Versuchsreihe 1

Bauteil	Fertigstellungsgrad	Bemerkungen
Aussenwände (aussteifend)	– beidseitig beplankt mit OSB, 15 mm – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– Zuganker im EG noch nicht montiert – innere GKP noch nicht montiert – Fassade noch nicht montiert
Aussenwände (nicht aussteifend)	– Beplankung innen mit OSB 15 mm – Beplankung aussen mit DWD 15 mm – Verklammerung innen und aussen minimal ($a \approx 500$ mm)	– innere GKP noch nicht montiert – Fassade noch nicht montiert
Wohnungstrennwände (aussteifend)	– je einseitig mit GFP 15 mm bekleidet – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– Zuganker im EG noch nicht montiert – GKP noch nicht montiert
Innenwände (aussteifend)	– beidseitig mit GFP 15 mm bekleidet – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– Zuganker im EG noch nicht montiert – GKP noch nicht montiert
Decken	– Decken montiert – Überbeton eingebracht und mindestens 10 Tage alt – Schubanschlüsse zu aussteifenden Wänden ausgebildet gemäss Ausführungsstatik	– abgehängte Decken noch nicht montiert – kein Unterlagsboden vorhanden – durch Spriessung im EG und OG 1 unterstützt
Fenster und Türen	– noch keine Fenster montiert	

OSB Oriented Strand Board (Grobspanplatte)

GKP Gipskartonplatte

GFP Gipsfaserplatte

DWD Diffusionsoffene Wand- und Dachplatte (leichte, mitteldichte Holzfaserplatte mit Hydrophobierung)

EG Erdgeschoss

OG Obergeschoss

a Abstand der Klammern (Verbindungsmitel zur Befestigung der Beplankungen auf den Holzrahmen)

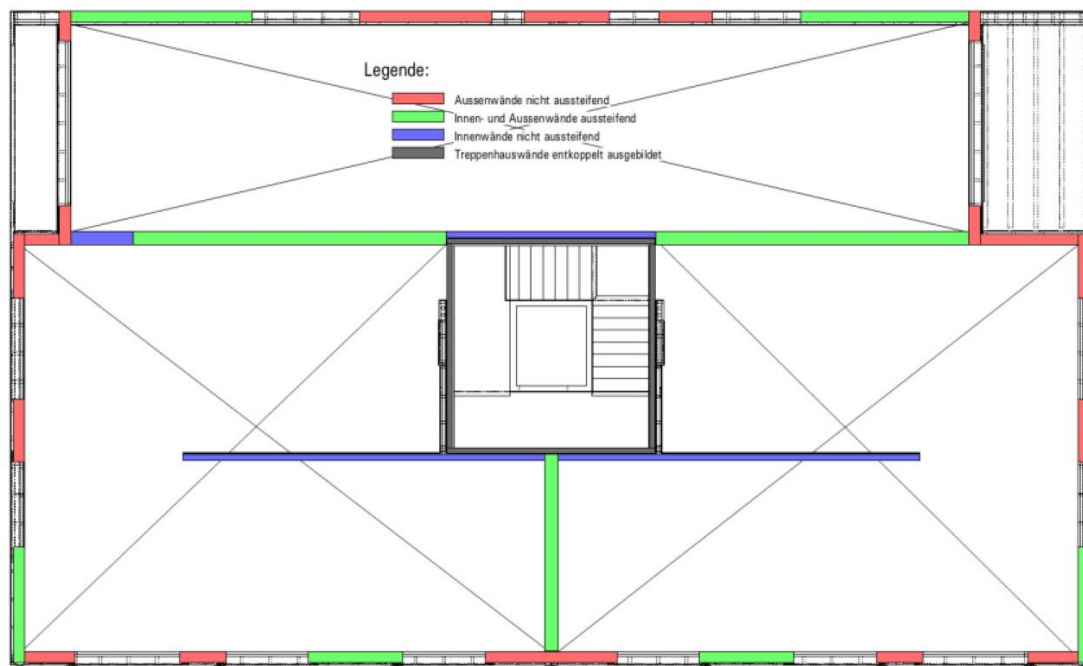


Abbildung 5.3: Darstellung des Bauzustands während der Versuchsreihe 1: EG und OG 1.

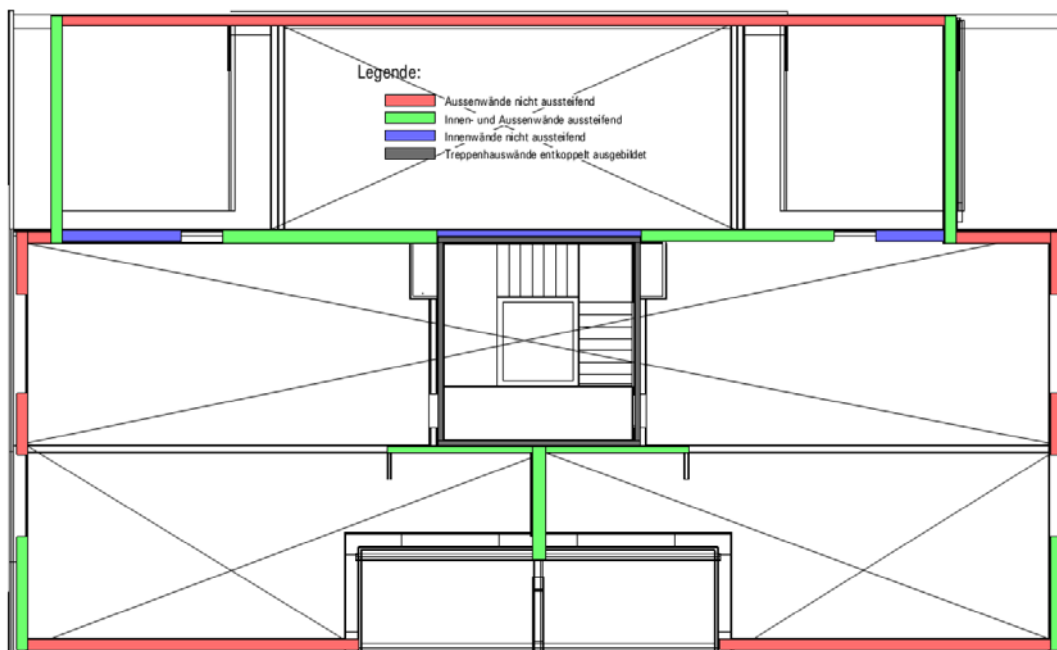


Abbildung 5.4: Darstellung des Bauzustands während der Versuchsreihe 1: OG 2.

Bauzustand im Zeitpunkt der Versuchsreihe 2

Die Versuchsreihe 2 wurde kurz nach der Versuchsreihe 1 am 11. April 2013 durchgeführt. Der Unterschied zur Versuchsreihe 1 bestand darin, dass die nur konstruktiv befestigten Plattenmaterialien (OSB, DWD, GFP, GKP) zusätzlich verklammert wurden ($a \approx 80 \text{ mm}$) (Tabelle 5.2). Dies gilt für alle Bereiche, die während der ersten Versuchsreihe möglichst wenig verklammert waren. Weitere Anpassungen am Bauzustand wurden keine vorgenommen. Auch während der Versuchsreihe 2 waren die HBV-Decken unterspriesst. Die massgeblichen Änderungen gegenüber dem Bauzustand 1 sind in der Tabelle 5.2 durch Kursivdruck hervorgehoben.

Tabelle 5.2: Bauzustand zum Zeitpunkt der Versuchsreihe 2

Bauteil	Fertigstellungsgrad	Bemerkungen
Aussenwände (aussteifend)	– beidseitig beplankt mit OSB, 15 mm – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– Zuganker im EG noch nicht montiert – innere GKP noch nicht montiert – Fassade noch nicht montiert
Aussenwände (nicht aussteifend)	– Beplankung innen mit OSB 15 mm – Beplankung aussen mit DWD 15 mm – <i>Verklammerung innen und aussen konstruktiv ($a \approx 80$ mm)</i>	– innere GKP noch nicht montiert – Fassade noch nicht montiert
Wohnungstrennwände (aussteifend)	– je einseitig mit GFP 15 mm bekleidet – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– Zuganker im EG noch nicht montiert – GKP noch nicht montiert
Innenwände (aussteifend)	– beidseitig mit GFP 15 mm bekleidet – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– Zuganker im EG noch nicht montiert – GKP noch nicht montiert
Decken	– Decken montiert – Überbeton eingebracht und mindestens 12 Tage alt – Schubanschlüsse zu aussteifenden Wänden ausgebildet gemäss Ausführungsstatik	– abgehängte Decken noch nicht montiert – kein Unterlagsboden vorhanden – durch Spriesse im EG und OG 1 unterstützt
Fenster und Türen	– noch keine Fenster und Tüorzargen montiert	

Definition der Abkürzungen: siehe Tabelle 5.1

Bauzustand im Zeitpunkt der Versuchsreihe 3

Die dritte und letzte Versuchsreihe wurde am 13. und 14. Mai 2013 durchgeführt. Ziel dieser Versuchsreihe war es, zu einem möglichst späten Zeitpunkt im Bauablauf das Gebäude erneut anzuregen, um eventuelle Unterschiede zu den zuvor untersuchten Bauzuständen festzustellen. Bei dieser Versuchsreihe waren die Arbeiten am Gebäude deutlich fortgeschritten. Schätzungsweise 50% der nicht tragenden Innenwände waren zum Versuchszeitpunkt montiert und viele der Gipserarbeiten waren ausgeführt. Sämtliche Fensterrahmen und Fensterflügel sowie auch die Tüorzargen waren eingebaut. Die Dacheindeckung und die Fassade sowie der Unterlagsboden waren noch nicht montiert. Die Versuche wurden ausschliesslich bei geschlossenen Fenstern durchgeführt, um Schäden durch schwingende Fensterflügel zu vermeiden. Im Detail ist der Zustand des Bauwerks zum Zeitpunkt der Versuchsreihe 3 in der Tabelle 5.3 beschrieben. Die massgeblichen Änderungen gegenüber dem Bauzustand 2 sind mit Kursivdruck hervorgehoben. In der Zwischenzeit waren die Unterspriessungen der HBV-Decken entfernt worden. Lediglich direkt unterhalb des Schwingungserregers blieb zur sicheren und schadenfreien Abtragung der Gewichtskraft des Schwingungserregers (Ziffer 5.3.1) die Spriessung über EG und OG 1 bis auf die Tiefgaragendecke eingebaut (Abbildung 5.2).

Tabelle 5.3: Bauzustand zum Zeitpunkt der Versuchsreihe 3

Bauteil	Fertigstellungsgrad	Bemerkungen
Aussenwände (aussteifend)	– beidseitig beplankt mit OSB 15 mm – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– <i>Zuganker im EG montiert</i> – <i>innere GKP zu ca. 50% montiert</i> – Fassade noch nicht montiert
Aussenwände (nicht aussteifend)	– Beplankung innen mit OSB 15 mm konstruktiv verklammert – Beplankung aussen mit DWD 15 mm konstruktiv verklammert	– <i>innere GKP zu ca. 50% montiert</i> – Fassade noch nicht montiert
Wohnungstrennwände (aussteifend)	– je einseitig mit GFP 15 mm bekleidet – statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– <i>Zuganker im EG montiert</i> – <i>GKP zu ca. 50% montiert</i>
Innenwände	– beidseitig mit GFP 15 mm bekleidet	– <i>Zuganker im EG montiert</i>

Bauteil	Fertigstellungsgrad	Bemerkungen
(aussteifend)	– statisch verklammert gemäss Ausführungsstatik	– GKP zu ca. 50% montiert
Decken	– Decken montiert – Überbeton ca. 35 Tage alt – Schubanschlüsse zu aussteifenden Wänden ausgebildet gemäss Ausführungsstatik	– abgehängte Decken noch nicht montiert – kein Unterlagsboden vorhanden – Schwingungserreger-Gewichtskraft durch Spriesse im EG und OG 1 abgefangen
Fenster und Türen	– Fenster montiert inkl. Flügel – Türzargen montiert	– Fenster während den Schwingungsversuchen geschlossen

Definition der Abkürzungen: siehe Tabelle 5.1

5.2 Experimentelle Modale Analyse

Die Experimentelle Modale Analyse (EMA) ist eine experimentelle Methode, um Eigenfrequenzen, modale Dämpfungsmasse und Schwingungsformen einer mechanischen Struktur zu bestimmen. Die Methode basiert auf Schwingungsmessungen, in der Regel Beschleunigungsmessungen, die gleichzeitig an mehreren Stellen einer Struktur stattfinden. Die erfassten Messdaten, Zeitreihen der Beschleunigungen, werden anschliessend mit speziellen Algorithmen verarbeitet, um die gesuchten Eigenfrequenzen, modalen Dämpfungsmasse und Schwingungsformen zu bestimmen. Traditionell wird bei der EMA die Struktur mit einem Impulshammer oder Schwingungserreger (Shaker) künstlich angeregt. Die Anregungskräfte werden ebenfalls gemessen und fliessen in die Auswertung ein.

Da bei Bauwerken die künstliche Anregung aufgrund der grossen Masse vielfach sehr aufwendig (grosse Kräfte nötig) und kostspielig ist, wird auf sie verzichtet. Die Schwingungsanregung des Bauwerks erfolgt über natürliche oder künstliche Quellen wie Wind, Mikrobeben, Erschütterungen aus Verkehr usw., die oft als ambiente Anregung („Ambient vibration“) bezeichnet wird. Die Anregung des Bauwerks ist daher unkontrolliert und unbekannt. Um sie begrifflich von der traditionellen EMA zu unterscheiden, wird diese Verfahren Operationelle Modale Analyse (OMA) genannt. Die Auswertung erfolgt mit ähnlichen Algorithmen wie bei der EMA, wobei vorausgesetzt wird, dass die unbekannte Anregung ein weisses Rauschen („White noise“) ist. In der Regel erlaubt die OMA eine zuverlässige Bestimmung der Eigenfrequenzen und Schwingungsformen. Modale Dämpfungsmasse können hingegen nur recht unzuverlässig bestimmt werden. Da keine Informationen über die Anregung vorliegen, können aus den Messdaten auch keine Übertragungsfunktionen, modale Massen etc. bestimmt werden. Das OMA Verfahren war daher ungeeignet, um die Zielsetzungen des Projektes zu erreichen.

5.3 Anregung

5.3.1 Technische Daten des eingesetzten Horizontal-Schwingungserregers

Der zur Schwingungsanregung des Gebäudes eingesetzte Schwingungserreger (Shaker) besteht aus einem horizontal in ein Stahl-Rack eingebauten Hydropuls-Zylinder des Typs Schenck PL z40N (Zylinder-Nummer 0352), welcher eine horizontal verschieblich gelagerte Masse in Schwingungen unterschiedlicher Frequenz und Amplitude versetzt (Abbildung 5.5 und Abbildung 5.6). Die schwingende Masse kann durch Zuladung von Stahlplatten auf dem beweglichen Schlitten in Stufen von 50 kg in einem Bereich von $m_{\min} = 140 \text{ kg}$ (keine Zusatzplatten montiert) bis $m_{\max} = 940 \text{ kg}$ (16 Zusatzplatten montiert) variiert werden. Die Gesamtmasse (vertikales Gewicht) des Stahl-Racks und des Schwingungserregers beträgt 965 kg ohne Zuladung von Zusatzplatten und 1765 kg bei voller Beladung des Schlittens. Die Kenndaten des Horizontal-Schwingungserregers sind:

- Maximale statische Kraft: $\pm 40 \text{ kN}$
- Maximale dynamische Kraft: $\pm 32 \text{ kN}$
- Maximaler Weg (bzw. Amplitude): $\pm 125 \text{ mm}$
- Maximaler Öldruck: 280 bar
- Strombedarf Hydraulik-Aggregat: 500 V / 70 A
- Frequenzbereich (amplitudenabhängig): ca. 0.2– 60 Hz.

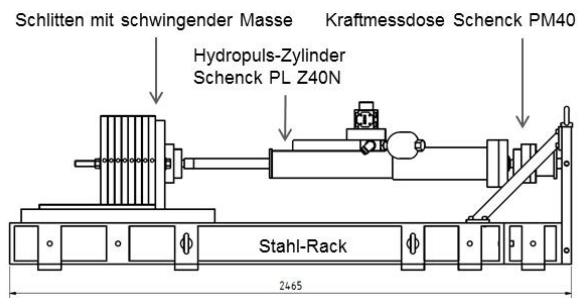


Abbildung 5.5: Prinzipskizze des eingesetzten Horizontal-Schwingungserregers. Die Länge des Stahl-Racks beträgt 2465 mm, die Breite 800 mm. Die Gesamthöhe der Konstruktion beträgt 750 mm.

Abbildung 5.6: Horizontal-Schwingungserreger im Bauwerk eingebaut und mit der maximalen Masse von $m_{\max} = 940 \text{ kg}$ betrieben.

Während aller drei Versuchsserien wurde der Schwingungserreger mit der maximalen Schwingmasse von 940 kg in einem Frequenzbereich von 0.2 – 14 Hz mit Amplituden von ± 0 bis $\pm 125 \text{ mm}$ betrieben. Der Frequenzbereich von 0.2 bis 14 Hz entspricht Grundschwingzeiten zwischen 0.07 und 5 Sekunden (Abbildung 2.1). Die Kraft, welche der Schwingungserreger erzeugt, ist abhängig von der schwingenden Masse m , von der Kreisfrequenz ω (bzw. der Frequenz f) und der Amplitude d :

$$F = m \cdot \omega^2 \cdot d \quad \text{mit} \quad \omega = 2 \cdot \pi \cdot f \quad \text{und} \quad f = \frac{1}{T} \quad (T = \text{Grundschwingzeit [s]})$$

Wenn der Schwingungserreger mit der maximal möglichen schwingenden Masse von $m = 940 \text{ kg}$, Amplituden d zwischen ± 0 und $\pm 125 \text{ mm}$ und Frequenzen f von 0.2 bis 14 Hz betrieben wird, so entstehen Anregungskräfte, wie sie in Abbildung 5.7 (Bereich 0.2 bis 14 Hz) und Abbildung 5.8 (Vergrößerung des Bereichs 0.2 bis 2 Hz) dargestellt sind. Zu beachten ist dabei, dass die Amplituden, mit welchen der Schwingungserreger betrieben werden kann, von der Frequenz abhängig sind. Für eine Frequenz von $f = 10 \text{ Hz}$ beispielsweise ist die maximale Amplitude auf $\pm 20 \text{ mm}$ beschränkt.

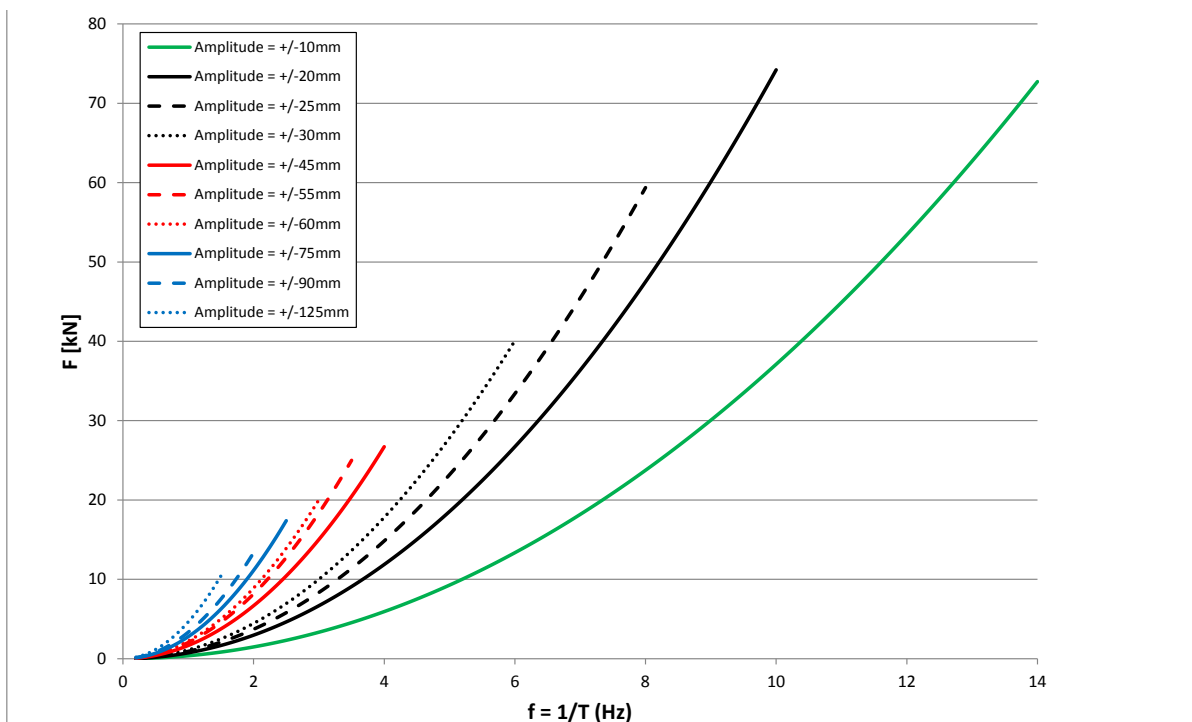


Abbildung 5.7: Horizontalkraft in Funktion der Frequenz für eine schwingende Masse von 940 kg (Bereich 0.2 bis 14 Hz)

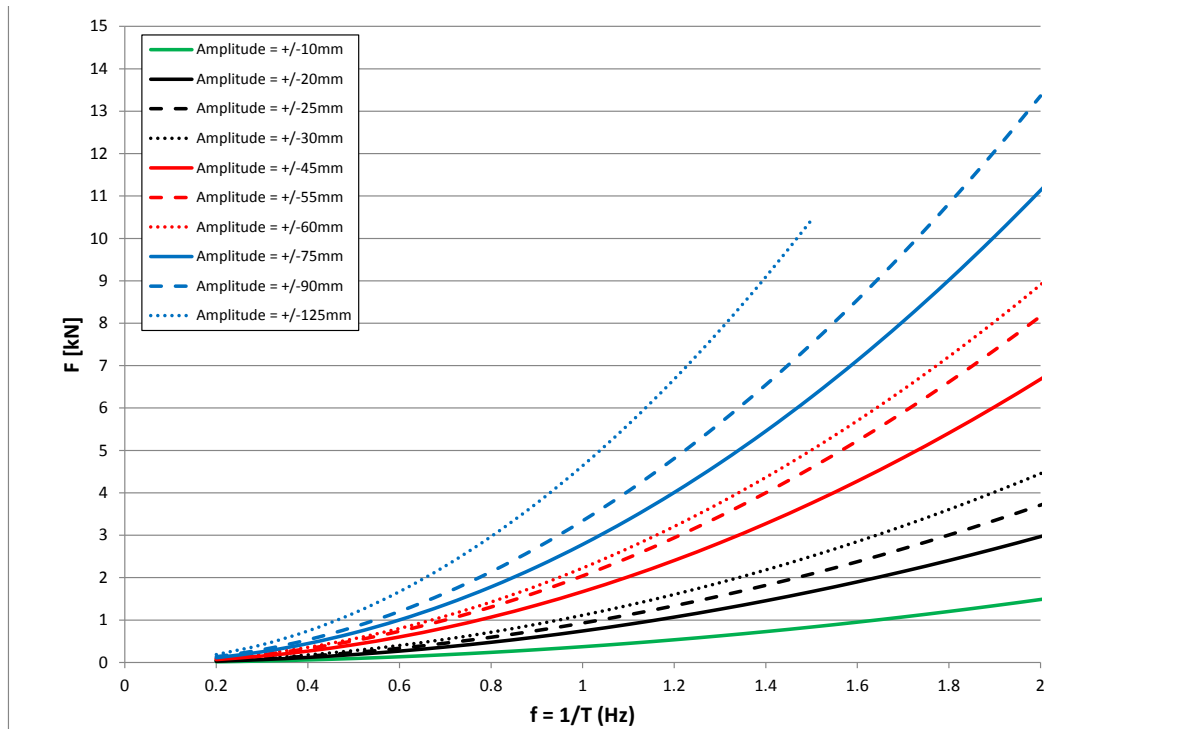


Abbildung 5.8: Horizontalkraft in Funktion der Frequenz für eine schwingende Masse von 940 kg (Bereich 0.2 bis 2 Hz)

5.3.2 Installation des Schwingungserregers im Gebäude

Der Schwingungserreger wurde zusammen mit der restlichen Ausrüstung (Hydraulik-Aggregat, Hydraulikschläuche, Weg- und Beschleunigungsaufnehmer, Steuerungs- und Messcomputer, Datenerfassungseinheit, Stromversorgungs- und Datenerfassungskabel, Werkzeug) per Lkw von der Empa auf die Baustelle transportiert (Abbildung 5.9) und mit Hilfe des Baustellenkrans durch eine der zwei Balkonöffnungen im Dach auf der Nordwestseite des Gebäudes in das zweite Obergeschoss des Gebäudes gehoben (Abbildung 5.10). Vom Balkon wurde der Schwingungserreger mit einem Handhubwagen an den Anregungspunkt verschoben (Abbildung 5.11 und Abbildung 5.12).



Abbildung 5.9: Transport des Schwingungserregers mit dem Lkw von der Empa auf die Baustelle.



Abbildung 5.10: Einheben des Schwingungserregers (samt Handhubwagen) durch eine der Balkonöffnungen im Dach auf der Nordwestseite des Gebäudes.



Abbildung 5.11: Schwingungserreger auf Handhubwagen, durch Baustellenkran auf der Balkonplatte abgesetzt.



Abbildung 5.12: Verschieben des Schwingungserregers mit dem Handhubwagen zum Anregungspunkt.

Für eine direkte und verlustlose Übertragung der horizontalen Anregungskraft auf das Gebäude war eine kraftschlüssige und steife Verankerung (auch unter dynamischer Einwirkung) des Schwingungserregers in der Holz-Beton-Verbunddecke (Abbildung 3.4) notwendig. Zu diesem Zweck wurden 8 Anker des Hilti-Ankersystems HIT-HY 200-A+ HIT-V (8.8), M16 (www.hilti.ch) verwendet (Abbildung 5.13) und die Stahlbewehrung der HBV-Decke lokal verstärkt (Abbildung 5.14). Durch Unterlegen von dünnen Metallplatten wurde der Schwingungserreger exakt horizontal ausgerichtet (Abbildung 5.13). Die Bemessung der Verankerung erfolgte mit dem Online Bemessungstool „PROFIS Anchor 2.3.5“ der Firma Hilti. Das Ankersystem besteht aus M16-Gewindestangen der Festigkeitsklasse 8.8, welche 84 mm tief im Beton der HBV-Decke verankert waren. Das Spiel zwischen den M16-Gewindestangen und dem 26 mm breiten Loch in den Fussplatten des Stahl-Racks wurde mit dem Injektionsmörtel HIT-HY 200-A 330/2 ausgefüllt. Für den Einbau des Schwingungserregers und die Inbetriebnahme des Messsystems benötigten 4 Ingenieure und 4 Techniker der Empa einen Tag.



Abbildung 5.13: Verankerung des Schwingungserregers in der Holz-Beton-Verbunddecke mit dem für dynamische Beanspruchung ausgelegten Ankersystem Hilti HIT-HY 200-A.

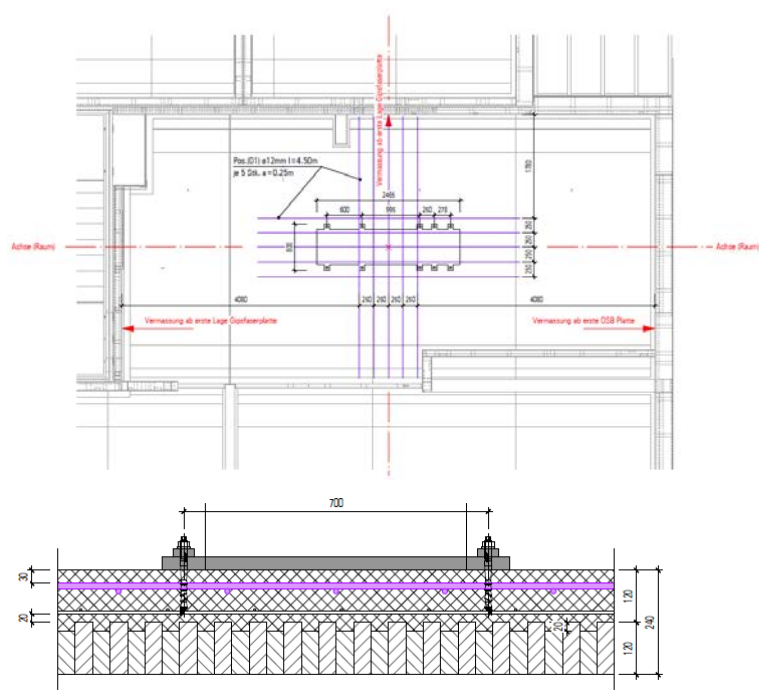


Abbildung 5.14: Zusatzbewehrung in der Holz-Beton-Verbunddecke zur Aufnahme der Horizontalkräfte bei der Schwingungsanregung des Gebäudes.

5.3.3 Festlegung des Anregungspunktes und der Anregungsrichtungen

Der Ort der Anregung des Gebäudes (bzw. der Position des Schwingungserregers) wurde mit folgenden Überlegungen festgelegt:

- Je höher der Schwingungserreger im Gebäude platziert werden kann, desto einfacher ist eine Schwingungsanregung realisierbar.
- Der Schwingungserreger muss auf möglichst einfache Weise in das Gebäude gebracht und nach Beendigung der Versuche wieder entfernt werden können.
- Bei der Festlegung des Anregungspunktes sind das Masse- und das Steifigkeitszentrum des Gebäudes zu beachten.
- Der Schwingungserreger mit einer Masse zwischen 965 und 1765 kg muss ohne Beschädigung der Konstruktion und der technischen Installationen auf der HBV-Decke verschoben und in ihr verankert werden können. Ein Verschieben des Schwingungserregers mit Handhubwagen ist nur möglich, wenn es keine Höhenversätze in der HBV-Decke gibt und wenn Zwischenwände sowie Tür- und Fensterschwellen im Manövrierebereich noch nicht eingebaut sind.
- Damit das Gebäude in beiden Hauptrichtungen angeregt werden kann, muss der Schwingungserreger jeweils in 90° zueinander unterschiedlichen Richtungen angeordnet werden. Um den 2.5 m langen Schwingungserreger umzusetzen ist eine Arbeits- und Manövrierefläche von ca. 4 m x 4 m nötig.
- Um die volle Leistung des Hydraulikaggregats zur Verfügung zu haben, waren die Schlauchlängen begrenzt. Des Weiteren musste der Lkw, auf welchem sich das Aggregat befand, an einem Ort innerhalb der Baustelle abgestellt werden, wo er die Bauarbeiten nicht behinderte und von wo die Distanz zum Baustellen-Transformator (Stromversorgung 70 A) nicht zu gross war.
- Der Schwingungserreger musste kraftschlüssig in der Deckenscheibe verankert werden, um die Anregungskraft auf das Tragwerk übertragen zu können. Eine Montage auf dem Unterlagsboden (UB) wäre also nicht möglich gewesen. Daher wurden sämtliche Versuche vor Einbau des UB durchgeführt.

Letztlich einigte man sich mit den Planern und der Bauherrschaft auf eine Positionierung des Schwingungserregers im 2. Obergeschoss (OG 2) des Gebäudes (Abbildung 5.15), in einem Raum, welcher von einem der Dachbalkone her zugänglich war und bei dem das Einbauen der Zwischenwände und Fenster- und Türschwellen auf einen Zeitpunkt nach Beendigung der Versuche verschoben wurde.

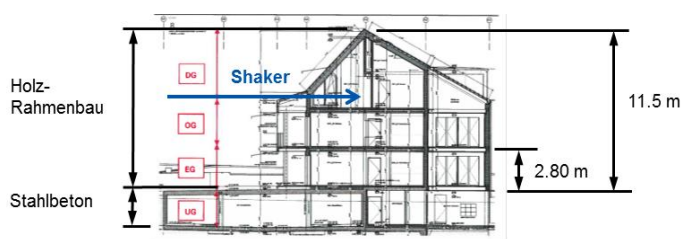


Abbildung 5.15: Der Schwingungserreger wurde auf dem 2. OG des Holz-Rahmenbaus montiert. Durch den grösseren Abstand zum Fundament (Stahlbeton-Tiefgarage) kann mehr Schwingungsenergie in das Gebäude eingeleitet werden.

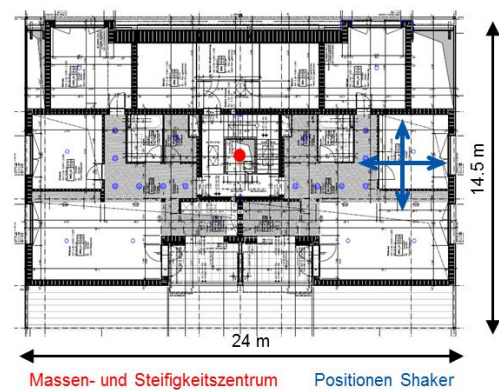


Abbildung 5.16: Lage des Schwingungserregers bezüglich des Massen- und Steifigkeitszentrums des Gebäudes. Die Schwingungsanregung erfolgte in den beiden orthogonalen Hauptrichtungen des Gebäudes. Einige der auf dem Plan eingezeichneten Zwischenwände im Bereich des Schwingungserregers wurden erst nach Beendigung der Versuche eingebaut.

5.3.4 Umsetzen des Schwingungserregers

Wie bereits erwähnt, wurden die Schwingungsversuche in den 2 orthogonalen Hauptrichtungen des Gebäudes durchgeführt. Deshalb musste der Schwingungserreger jeweils in der Mittagspause um 90° gedreht werden. Die dazu nötigen Arbeiten wurden jeweils durch 3 Empa-Techniker ausgeführt. Die Arbeitsschritte sind in Abbildung 5.17 bis Abbildung 5.22 dokumentiert und dauerten inklusive Aushärungszeit des Vergussmörtels jeweils zwischen 1 und 2 Stunden.



Abbildung 5.17: Entfernen der Stahlplatten (800 kg Zusatzmasse) vom Schlitten des Schwingungserregers.



Abbildung 5.18: Lösen der Verankerungsmuttern und Abspitzen des Vergussmörtels.



Abbildung 5.19: Anheben des Schwingungserregers an seitlich angeschraubten Konsolen mit 2 quer zur Schwingungserregerachse positionierten Handhubwagen.



Abbildung 5.20: Längsverschiebung des Schwingungserregers mit einem langen Handhubwagen.



Abbildung 5.21: Drehen des Schwingungserregers im Nebenraum und Positionierung auf den vorbereiteten Ankerstellen.



Abbildung 5.22: Passgenaues Absenken / Nachrücken.

5.4 Schwingungsmessung

Eine gute Erfassung der Schwingungsformen setzt voraus, dass die Messstellen für die Schwingungsmessungen geeignet gewählt werden. Die Wahl der Messstellen muss dabei die zu erwartende Form der Eigenschwingungen wie auch die Anzahl der gleichzeitig eingesetzten Sensoren berücksichtigen. Diese Fragestellung wurde im Rahmen einer numerischen Studie durch zwei Doktoranden der Empa-Abteilung Ingenieurstrukturen genauer untersucht [2]. Um ein möglichst vollständiges Bild der Schwingungsformen zu erhalten, wurden die Messungen an allen Holzdecken ausgeführt. Auf Messungen auf der Stahlbetondecke über dem Kellergeschoss wurde verzichtet, da dies aufgrund der zur Verfügung stehenden Anzahl an Sensoren eine vollständige Erfassung der Schwingungen an den oberen Geschossdecken verunmöglicht hätte und weil aufgrund der grossen Masse des Kellergeschosses sowie dessen Einbettung im Baugrund mit sehr kleinen Schwingungsamplituden zu rechnen war.

An jeder Geschossdecke wurden 4 Messstellen festgelegt, welche weitgehend mit den 4 Aussen-ecken der Decke übereinstimmten. Diese Wahl erlaubte die Bestimmung der Schwingformen unter der Voraussetzung, dass die Geschossdecken in ihrer Ebene weitgehend als starr sind. Diese Verschiebung kann als Superposition von Transversalverschiebungen in zwei Richtungen und einer Rotationsverschiebung beschrieben werden.

Die Lagen der Messstellen sind in Abbildung 5.23, Abbildung 5.24 und Abbildung 5.25 dargestellt. Pro Messstelle sind die horizontalen Schwingungen in zwei orthogonalen Richtungen (x bzw. schwache Gebäudeachse und y bzw. starke Gebäudeachse) gemessen worden. An den Messstellen P5, P6 und P8 sind in der Versuchsreihe 1 auch noch die vertikalen Schwingungen erfasst worden.

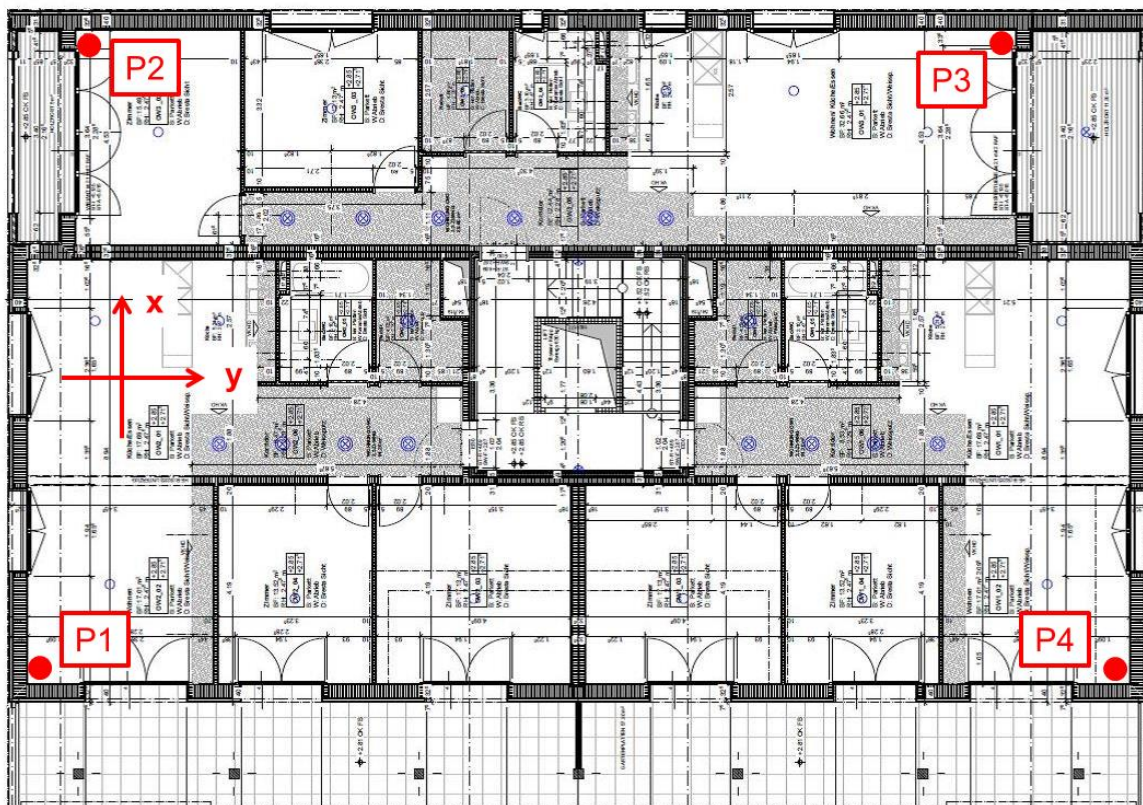


Abbildung 5.23: Lage der Messstellen im Obergeschoss 1

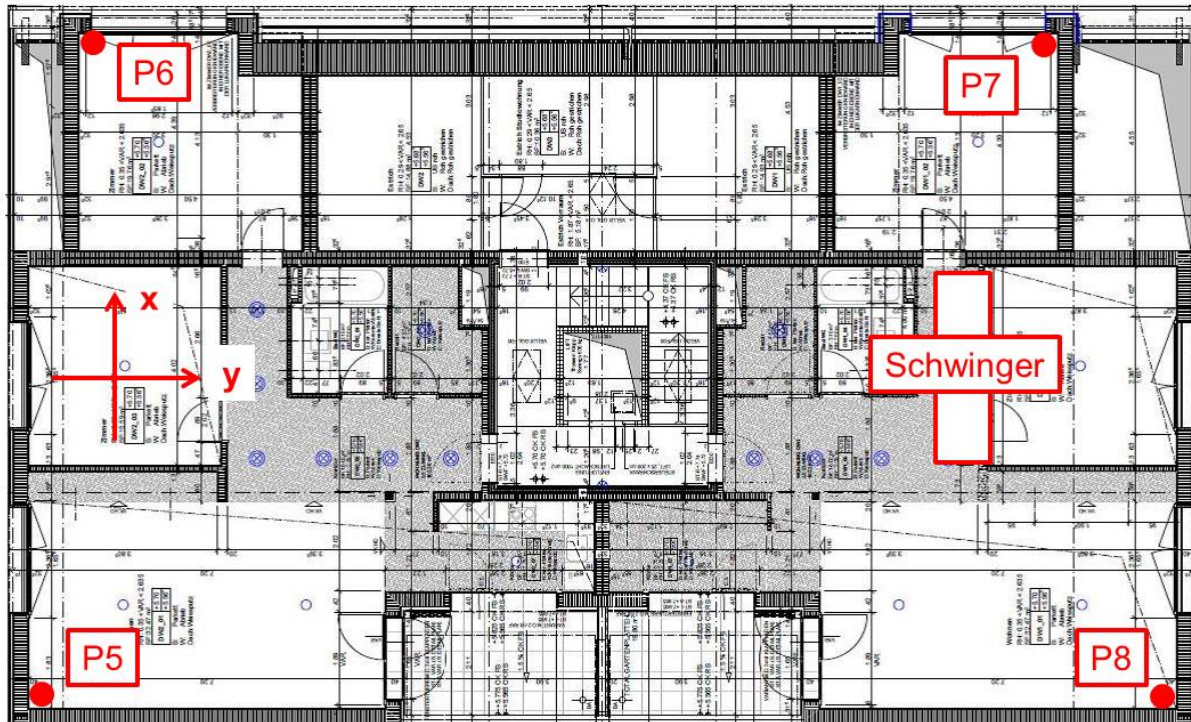


Abbildung 5.24: Lage der Messstellen und Position des Schwingerregers im Obergeschoss 2

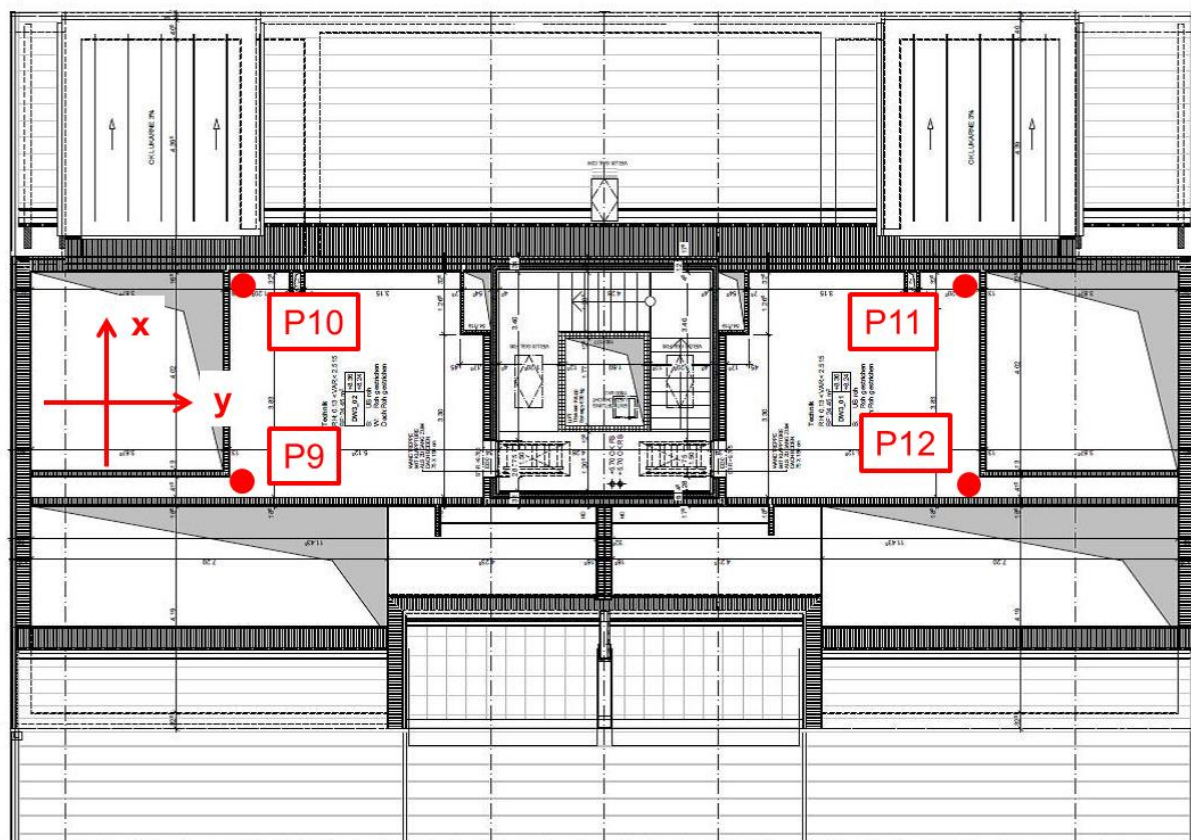


Abbildung 5.25: Lage der Messstellen im Dachgeschoss

Im OG1 und 2 wurden die horizontalen Schwingungen in den beiden Hauptrichtungen des Gebäudes mit uniaxialen, hochempfindlichen Beschleunigungssensoren des Typs PCB 393B31 erfasst (Abbildung 5.26). Die Sensoren PCB 393B31 arbeiten in einem Bereich von 0.1 bis 200 Hz. Sie haben eine maximale Amplitude von $\pm 5 \text{ ms}^{-2}$ und eine Auflösung von ca. $10 \mu\text{ms}^{-2} \text{ rms}$ („root mean square“). Um sie elektrisch zu isolieren, wurden die Sensoren auf Holzwürfeln montiert (Schraubverbindung), die ihrerseits auf Stahlplatten befestigt waren (Abbildung 5.26). Um eine kraftschlüssige Verbindung zwischen einer Stahlplatte und der Decke zu gewährleisten, wurden die Stahlplatten jeweils mit einer Holzschraube an die Geschossdecke befestigt. Mittels dreier Stellschrauben und einer auf den Stahlplatten montierten Wasserwaage konnten die Stahlplatten waagrecht ausgerichtet werden.

An den Messstellen P5, P6 und P8 wurden in den Versuchsreihen 1 und 2 auch die vertikalen Beschleunigungen mit Beschleunigungssensoren PCB 356B18 (Messstellen P5 und P6, Abbildung 5.27) bzw. PCB 3701G3FA3G (Messstelle P8, Abbildung 5.28) erfasst. Die Sensoren PCB 356B18 arbeiten in einem Bereich von 0.5 bis 3000 Hz und haben eine maximale Amplitude von $\pm 49 \text{ ms}^{-2}$ und eine Auflösung von ca. $500 \mu\text{ms}^{-2} \text{ rms}$. Die uniaxialen Sensoren vom Typ PCB 3701G3FA3G arbeiten im Bereich 0 bis 100 Hz. Sie haben eine maximale Amplitude von $\pm 30 \text{ ms}^{-2}$ und eine Auflösung von ca. $300 \mu\text{ms}^{-2} \text{ rms}$. Die Sensoren PCB 3701G3FA3G wurden mit Hilfe eines doppelseitigen Klebebandes an der Schwingungserregermasse bzw. am Holzwürfel einer Sensorplatte (Abbildung 5.28) montiert.

Im Dachgeschoss wurden die etwas weniger empfindlichen, uniaxialen Beschleunigungssensoren PCB 393A03 eingesetzt (Abbildung 5.29). Sie arbeiten im Bereich von 0.5 bis 6000 Hz und haben eine maximale Amplitude von $\pm 49 \text{ ms}^{-2}$ mit einer Auflösung von ca. $100 \mu\text{ms}^{-2} \text{ rms}$. Die Montage erfolgte identisch zur Montage der Sensoren, die im 1. und 2. Obergeschoss eingesetzt wurden.



Abbildung 5.26: Messstelle Nr. 7 (Beispiel für OG 1 und OG 2) mit montierten Beschleunigungssensoren PCB 393B31 (horizontal)



Abbildung 5.27: Messstelle Nr. 5 mit montierten Beschleunigungssensoren PCB 393B31 (horizontal) und PCB 356B18 (vertikal)



Abbildung 5.28: Messstelle Nr. 8 (OG 2) mit montierten Beschleunigungssensoren PCB 393B31 (horizontal) und PCB 3701G3FA3G (vertikal)

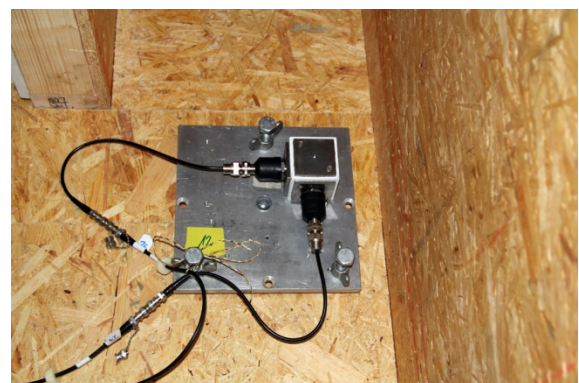


Abbildung 5.29: Messstelle Nr. 12 (Beispiel für DG) mit montierten Beschleunigungssensoren PCB 393A03 (horizontal)

Neben den Messstellen zur Erfassung der Schwingungsformen (P1 bis P12) wurden mit Beschleunigungsaufnehmern des Typs PCB 3701G3FA3G die Bewegung der Masse des Schwingungserregers (Sensor P14, Abbildung 5.30) und die Bewegung des Gebäudes in Richtung der Schwingungserregermasse in unmittelbarer Nähe des Schwingungserregers (Sensor P13, Abbildung 5.31) erfasst. Zusätzlich wurde als Kontrolle mit einer Kraftmessdose zwischen Horizontalzylinder und hinterer vertikaler Ankerplatte des Stahl-Racks (Abbildung 5.5) die Zylinderkraft gemessen.



Abbildung 5.30: Sensor des Typs PCB 3701G3FA3G zur Erfassung der Bewegung der Schwingungserregermasse (Messstelle P14).

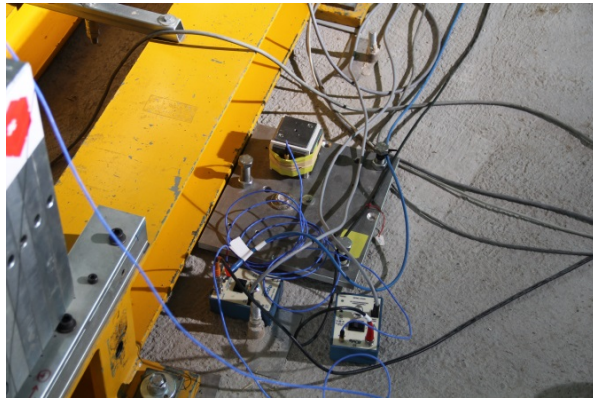


Abbildung 5.31: Messstelle P13: Messung der Beschleunigung der HBV-Decke direkt neben dem Schwingungserreger mit einem auf dem Holzwürfel der Sensorplatte montierten Beschleunigungssensor PCB 3701G3FA3G.

Die an den einzelnen Messstellen P1 bis P14 eingesetzten Sensoren (Nummer und Typ) sind zusammen mit den zugehörigen Messkanälen in der Tabelle 5.4 zusammengestellt.

Tabelle 5.4: Sensoren und Messkanäle

Messpunkt	Geschoss	Beschleunigungssensor	Richtung ²⁾	Sensortyp	Messkanal
P1	OG 1	S1	x	PCB 393B31	1
		S2	y		2
P2		S3	x		3
		S4	y		4
P3		S5	x		5
		S6	y		6
P4		S7	x		7
		S8	y		8
P5	OG 2	S9	x	PCB 393B31	9
		S10	y		10
		S25 ¹⁾	z ¹⁾	PCB 356B18 ¹⁾	26 ¹⁾
P6		S11	x	PCB 393B31	11
		S12	y		12
		S26 ¹⁾	z ¹⁾	PCB 356B18 ¹⁾	27 ¹⁾
P7		S13	x	PCB 393B31	13
		S14	y		14
P8		S15	x		16
		S16	y		17
		S27 ¹⁾	z ¹⁾	PCB 3701G3FA3G ¹⁾	28 ¹⁾

Messpunkt	Geschoss	Beschleunigungssensor	Richtung ²⁾	Sensortyp	Messkanal
P9	DG	S17	x	PCB 393A3	18
P10		S18	y		19
		S19	x		20
		S20	y		21
		P11	S21		x
S22			y		23
P12		S23	x		24
		S24	y		25
P13	OG 2	S28	Anregung	PCB 3701G3FA3G	29
P14	OG 2	S29	Anregung		30
Zylinderkraft	OG 2	Kraftmessdose	Anregung	Schenck PM 40	31

¹⁾ Nachdem in der Versuchsreihe 1 festgestellt wurde, dass sich durch die Schwingungsanregung keine Beschleunigungen in vertikaler Richtung (z -Richtung) ergaben, wurde in den Versuchsreihen 2 und 3 auf Beschleunigungsmessungen in z -Richtung verzichtet.

²⁾ Siehe Abbildung 5.23, Abbildung 5.24, Abbildung 5.25.

Alle Sensoren wurden mit elektrisch abgeschirmten BNC-Kabeln (Abbildung 5.32) mit dem Datenerfassungssystem OROS OR 38 verbunden (Abbildung 5.33). Die Messsignale von den Beschleunigungssensoren wurden mit einer Abtastfrequenz von 256 Hz und einer Auflösung von 24 bit digitalisiert. Die Messdaten sind anschliessend auf einem tragbaren PC (Laptop) gespeichert worden.



Abbildung 5.32: BNC-Kabel zur Verbindung der Sensoren mit dem Datenerfassungsgerät.



Abbildung 5.33: Datenerfassungsgerät Oros OR 38.

5.5 Versuchsprogramm

Das nachfolgende beschriebene Versuchsprogramm wurde in identischem(r) Umfang und Reihenfolge im Rahmen aller 3 Versuchsreihen durchgeführt.

5.5.1 Messung der Bauwerksschwingungen verursacht durch Erschütterungen in der Umgebung ("Ambient vibration tests")

Mit dem Ziel, die Eigenfrequenzen des Bauwerks in den beiden Hauptrichtungen in einem ersten Schritt näherungsweise zu identifizieren wurden die Beschleunigungen an den in der Ziffer 5.3.3 beschriebenen Punkten des Bauwerks gemessen und der Frequenzgang und die Amplituden der Bauwerksschwingungen, verursacht durch Erschütterungen in der Umgebung, wurden ermittelt.

5.5.2 Experimente mit dem Schwingungserreger ("Forced vibration tests")

Den zweiten und hauptsächlichsten Block an Experimenten bildeten die Schwingungsversuche, bei denen das Gebäude mit dem Horizontal-Schwingungserreger angeregt wurde (sogenannte „Forced vibration tests“). Um Schäden am Gebäude und am Schwingungserreger zu vermeiden, wurde die Amplitude (Intensität des Erregersignals) im Lauf der Versuche schrittweise erhöht.

Zufällige Anregung ("White noise")

Das Gebäude wurde mit zufälligen breitbandigen Schwingungen im Frequenzbereich zwischen 0.2 und 14 Hz (Abbildung 5.34) angeregt, mit dem Ziel, die Eigenfrequenzen, die modale Dämpfung und die Schwingformen für diesen Frequenzbereich zu identifizieren

Mit schmalbandigen Zufallsanregungen im Bereich der zuvor bestimmten Eigenfrequenzen (Abbildung 5.35) wurden die zuvor gewonnen Messdaten verifiziert und wo nötig präzisiert.

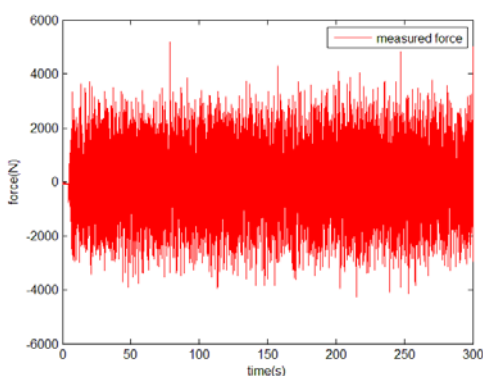


Abbildung 5.34: Zufällige Schwingungsanregung („White noise“) in einem breiten Bandbereich von 0.2 bis 10 Hz.

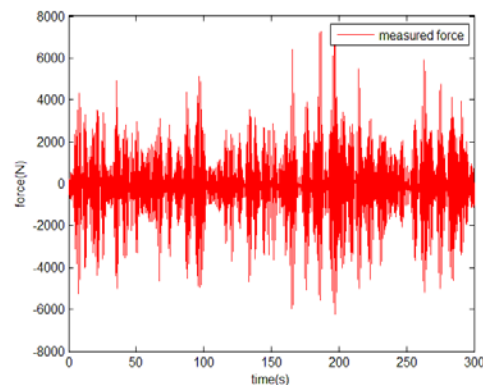


Abbildung 5.35: Schmalbandige Zufallsanregung im Bereich einer der identifizierten Eigenfrequenzen (1 Hz).

Anregung mit harmonischen Schwingungen

Den Abschluss der Versuchsreihen bildeten Schwingungsversuche mit harmonischer (Sinus-) Anregung (Abbildung 5.36) des Gebäudes, mit dem Ziel, die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen bei verschiedenen Schwingungsamplituden zu ermitteln. Zu diesem Zweck wurde das Gebäude mit Sinusschwingungen unterschiedlicher Amplituden im Bereich der Eigenfrequenzen angeregt. Anschließend wurde die Ausschwingkurve (Abbildung 5.37) nach einem plötzlichen Stopp der Sinusanregung gemessen.

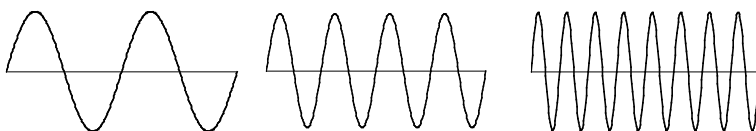


Abbildung 5.36: Sinusanregungen unterschiedlicher Frequenz

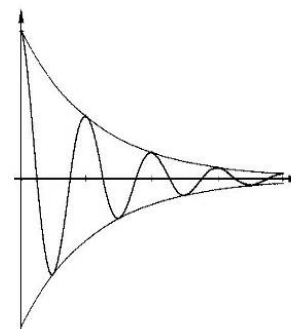


Abbildung 5.37: Ausschwingkurve nach einem plötzlichen Stopp der Anregung

5.5.3 Steuerung des Schwingungserregers

Die zur Steuerung des Schwingungserregers (Abbildung 5.38) nötigen Sollwert-Dateien mit den Steuerungssignalen (Abbildung 5.39) wurden vorgängig an der Empa mittels MATLAB-Routinen program-

miert. Die Frequenzbereiche der Bandanregungen („White noise“) und der harmonischen Anregungen wurden als veränderbare Parameter in die Routinen eingebaut, so dass die Steuerungsdateien während den Messungen auf der Baustellen angepasst werden konnten.



Abbildung 5.38: Kontroll-Ausrüstung zur Steuerung des Schwingungserregers (rechts) und zur Überwachung der Stockwerksverschiebungen (links).

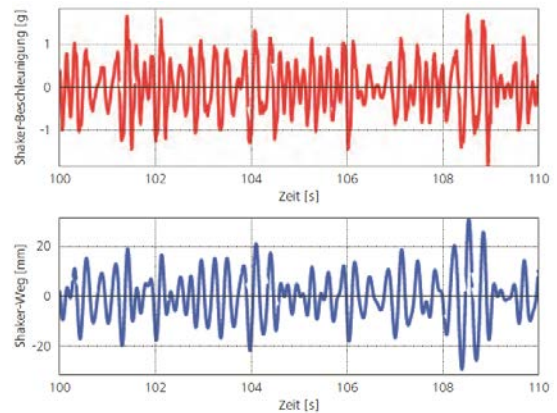


Abbildung 5.39: Steuerungssignal in Amplitude (oben) und Beschleunigung (unten) für eine schmalbandige Zufallsanregung im Frequenzbereich von 3 bis 6 Hz. Intensität 30%.

5.6 Kontrolle der differentiellen Stockwerksverschiebungen

Die durch den Schwingungserreger generierte Kraft war geringer als die für die Bemessung des Bauwerks laut Norm SIA 261:2003 [3] anzusetzenden Windkräfte von 282 kN in Querrichtung und 88 kN in Längsrichtung (Kraftangaben auf Niveau charakteristischer Wert). Wenn der Schwingungserreger das Bauwerk allerdings im Bereich der Eigenfrequenzen anregt, so entstehen in Folge von Resonanzeffekten sich aufschaukelnde Horizontalverformungen, auch wenn die anregende Kraft auf tiefem Niveau gehalten wird. Daher musste der Schwingungserreger verformungskontrolliert betrieben werden, d.h. die horizontalen Verformungen des Tragwerks musste messtechnisch überwacht und auf einen Maximalwert von 3 mm beschränkt werden. Dieser Wert entspricht geringfügig mehr als der Hälfte des Richtwerts von $h/500$ (h = Stockwerkshöhe) zur Beschränkung der horizontalen Verformungen im Nachweis der Gebrauchstauglichkeit laut Norm SIA 260:2003, Tabelle 4.

Die Stockwerksverschiebungen wurden während sämtlicher Versuche gemessen und durch den Ingenieur, welcher den Schwingungserreger steuerte, überwacht. Gemessen wurde in beiden Gebäude-Haupttrichtungen im Erdgeschoss und im ersten Obergeschoss, indem an 4 ausgesuchten Wänden mit einem diagonal gespannten Messdraht die Längenänderung zwischen 2 Fixpunkten unten und oben an der Wand bestimmt wurde (Abbildung 5.40, Abbildung 5.41, Abbildung 5.42). Die gemessenen Maximalwerte blieben auch bei maximaler Schwingungsanregung immer deutlich unterhalb von 3 mm.



Abbildung 5.40: Messung der differentiellen Stockwerksverschiebungen

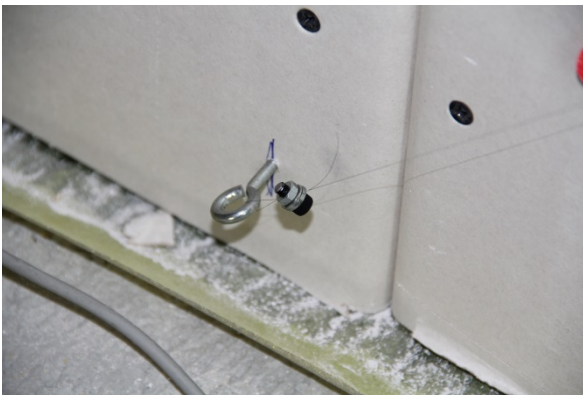


Abbildung 5.41: Gespannter Messdraht

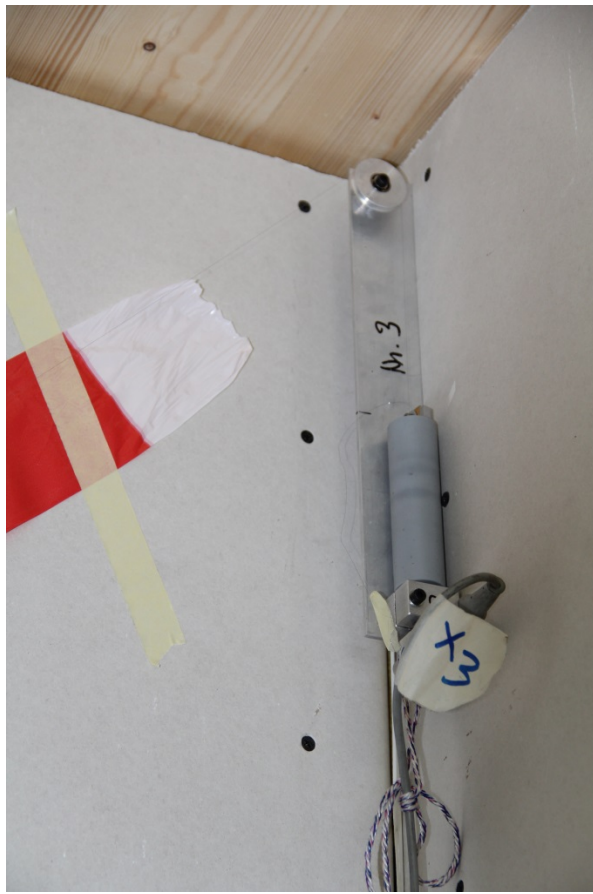


Abbildung 5.42: Wegaufnehmer misst über Umlenkrolle die Längenänderung zwischen den Messpunkten oben und unten an der Wand.

5.7 Literatur zu Kapitel 5

1. Wolf L. (2013): Schwingungsversuche am Objekt Gartenstrasse in Oberglatt: Bericht Versuchsreihen. Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG, Rain.
2. Jalsan K., Nerbano S. (2013): Optimal sensor placement for structural system identification tests. Empa, Structural Engineering Research Laboratory,
3. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 261: Einwirkungen auf Tragwerke.

6. Resultate der Messungen

6.1 Auswertung

6.1.1 Experimentelle Modale Analyse

Versuche mit Zufallsanregung

Die Eigenfrequenzen, modale Dämpfungen und Schwingungsformen aus den Versuchen mit Zufallsanregung wurden mit Hilfe des Algorithmus N4SID [1] bestimmt. Der Algorithmus ermittelt aus den gemessenen Zeitreihen der Erregungskraft und der Gebäudeschwingungen die Systemmatrizen einer sog. Zustandsraumdarstellung eines zeitinvarianten, linearen, dynamischen Systems:

$$\begin{aligned}\frac{dx(t)}{dt} &= Ax(t) + Bu(t) + Ke(t) \\ y(t) &= Cx(t) + Du(t) + e(t) \\ x_0 &= x(t_0)\end{aligned}\tag{6.1}$$

wobei A, B, C, D und E die Systemmatrizen, $x(t)$ der Vektor der Zustandsgrößen, $y(t)$ der Vektor der Ausgangsgrößen, $u(t)$ der Vektor der Eingangsgrößen und $e(t)$ der Vektor der Fehlergrößen sind.

Aus den Eigenwerten der Systemmatrix A können die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen bestimmt werden:

$$\begin{aligned}f_i &= \sqrt{\operatorname{Re}(\lambda_i)^2 + \operatorname{Im}(\lambda_i)^2} \\ \zeta_i &= \frac{\operatorname{Re}(\lambda_i)}{f_i}\end{aligned}\tag{6.2}$$

λ_i ist ein komplexer Eigenwert der Systemmatrix A . Die Schwingungsformen können aus der Systemmatrix C ermittelt werden, nachdem diese mit der Transformationsmatrix T nachmultipliziert wurde ($\tilde{C} = CT$), welche die Systemmatrix A diagonalisiert. Eine Schwingungsform entspricht der i -ten Kolonne der Systemmatrix $\tilde{C}$, die mit dem Eigenwert λ_i assoziiert ist. Im Allgemeinen ist die Schwingungsform ein komplexer Vektor. Durch eine Multiplikation mit einer rein imaginären Zahl kann der Imaginärteil der Schwingungsform minimiert werden. Falls dieser betragsmässig klein ist im Vergleich zum Realteil, wird die Schwingungsform nur aus dem Realteil bestimmt. Für die Auswertung wurde die Matlab[®]-Implementation des Algorithmus N4SID verwendet.

Ausschwingversuche

Aus den Versuchen mit harmonischer Anregung werden die Eigenfrequenzen, modale Dämpfungen und Schwingungsformen allein aus dem Teil der Zeitreihen ermittelt, welche das Ausschwingen des Gebäudes erfassen. Mit Hilfe des Eigensystem Realization Algorithmus (ERA) [2] werden, ähnlich wie bei den Versuchen mit Zufallsanregung, die Systemmatrizen eines zeitinvarianten, linearen, dynamischen Systems geschätzt. Da beim Ausschwingen keine Anregung vorhanden ist, wird das dynamische System durch

$$\begin{aligned}\frac{dx(t)}{dt} &= Ax(t) \\ y(t) &= Cx(t) \\ x_0 &= x(t_0)\end{aligned}\tag{6.3}$$

beschrieben. Ermittelt werden die Systemmatrizen A und C wie auch der Anfangszustand des Zustandsvektors x_0 . Die Eigenfrequenzen, modalen Dämpfungen und Schwingungsformen werden gemäss dem Vorgehen bestimmt, das im vorhergehenden Abschnitt beschrieben wurde. Für die Auswertung wurde eine Matlab[®]-Implementation des ERA-Algorithmus erstellt.

6.2 Resultate

6.2.1 Bauzustand 1

Einen guten Überblick über die Anzahl der angeregten Eigenschwingungen gibt der Verlauf der grössten Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix der Gebäudeschwingungen in Funktion der Frequenz. Die Kreuzkorrelationsmatrix wurde mit den Messdaten aus den Versuchen mit breitbandiger Zufallsanregung berechnet. Abbildung 5.1 zeigt die drei grössten Singulärwerte für die Anregung in Quer- und Längsrichtung. In Querrichtung (Abbildung 5.1a) sind an den 2 charakteristischen Spitzen des grössten Singulärwertes bei ca. 3.9 und 4.9 Hz deutlich zwei Eigenschwingungen zu erkennen. Eine dritte Eigenschwingung ist bei einer Frequenz von ca. 6.8 Hz zu vermuten, doch ist diese in der Kreuzkorrelationsmatrix deutlich weniger stark vertreten als die beiden anderen. Die Spitze im Spektrum des 2. Singulärwertes ist jedoch ein deutlicher Hinweis für die Existenz der dritten Eigenschwingung.

Auch bei Anregung in Längsrichtung des Gebäudes hat der grösste Singulärwert 2 deutliche Spitzen. Diese befinden sich bei ca. 4.9 und 6.8 Hz (Abbildung 5.1b). Die letztere liefert die definitive Bestätigung der Existenz der dritten Eigenschwingung. Die erste Eigenschwingung ist hingegen deutlich schwächer vertreten, da sie sich nicht im grössten Singulärwert niederschlägt. Im 2. Singulärwert tritt sie jedoch deutlich hervor. Offenbar werden durch die Anregung in Querrichtung vor allem die Eigenschwingungen mit den Eigenfrequenzen bei ca. 3.9 und 4.9 Hz angeregt, während durch die Anregung in Längsrichtung die Eigenschwingungen mit den Eigenfrequenzen bei ca. 4.9 und 6.8 Hz angeregt werden.

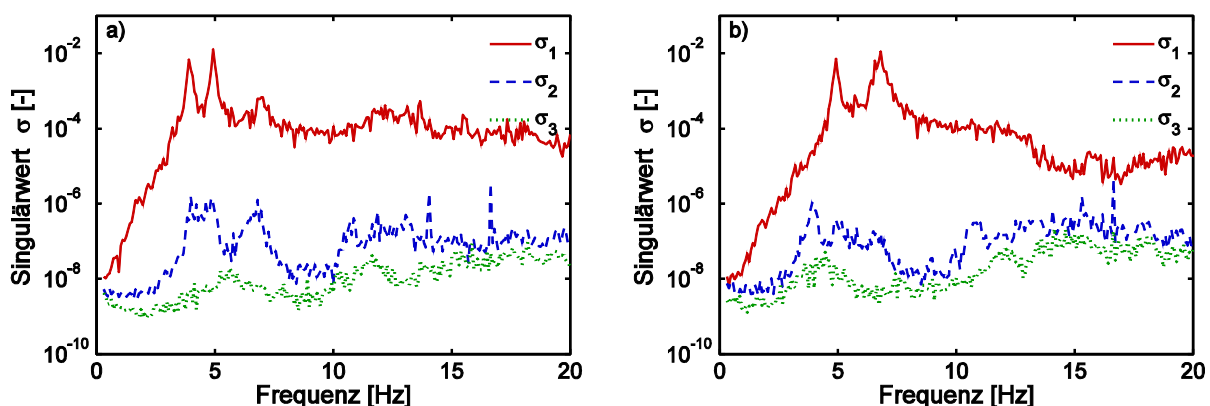


Abbildung 6.1: Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix der Gebäudeschwingungen bei Anregung in Quer- (a) und Längsrichtung (b).

Eine weitere Eigenschwingung mit einer Eigenfrequenz von ca. 10.9 Hz könnte noch aufgrund der Spitzen in den 2. Singulärwerten bei Quer- und Längsanregung vermutet werden. Da sie jedoch nur in den 2. Singulärwerten auftritt, ist sie in den Messdaten eher schwach abgebildet. Anhaltspunkte für weitere Eigenschwingungen sind aus den Spektren der Singulärwerte nicht zu erkennen.

Die Schwingungsformen der ersten drei Eigenschwingungen sind in Abbildung 6.2, Abbildung 6.3 und Abbildung 6.4 dargestellt. Die 1. Eigenschwingung ist im Wesentlichen eine reine Querschwingung (rote gestrichelte Linien in den Graphen der Amplitude), deren Amplitude mit zunehmender Gebäudehöhe zunimmt. Die Längs- und Torsionsschwingungskomponenten (blaue, bzw. grüne gestrichelte Linien in den Graphen der Amplitude) sind verschwindend klein. Die 2. und 3. Eigenschwingungen sind eine Kombination aus Längs- und Torsionsschwingung. Bei der 2. Eigenschwingung dominiert die Torsionskomponente, während bei der 3. Eigenschwingung die Längskomponente dominant ist. Die Querschwingungskomponente ist hingegen bei beiden Eigenschwingungen sehr klein.

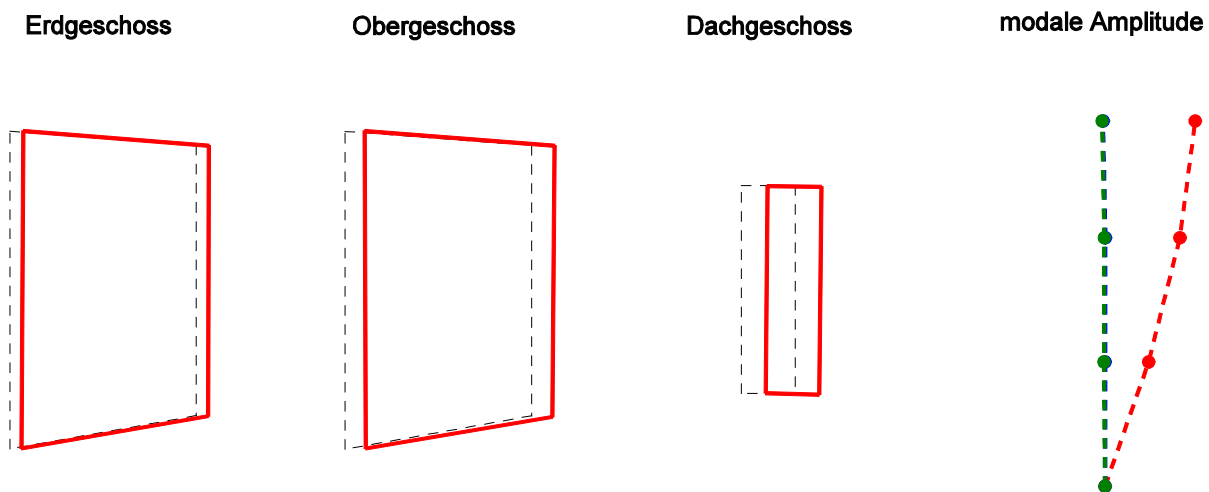


Abbildung 6.2: Schwingungsform der 1. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

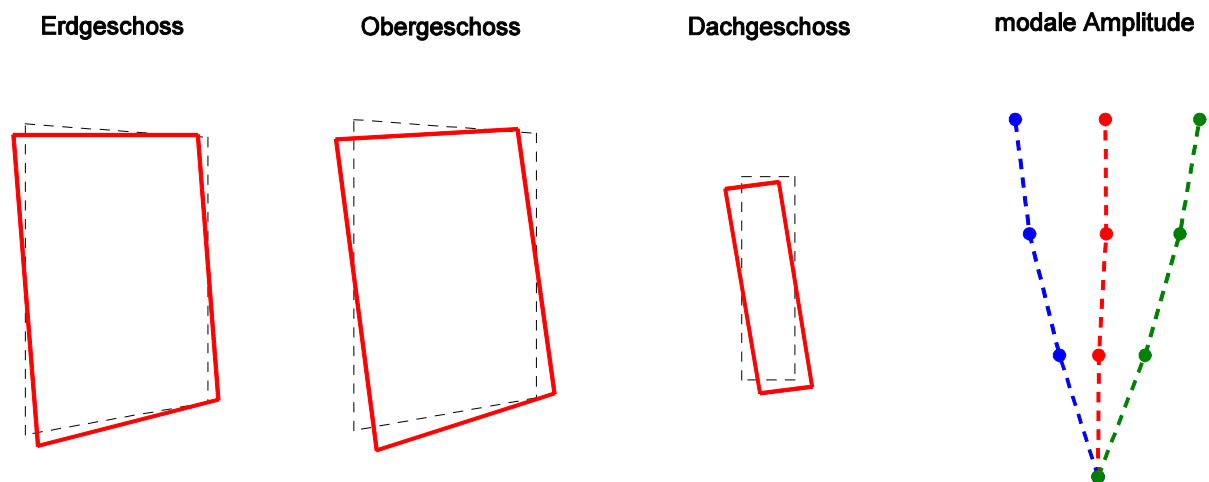


Abbildung 6.3: Schwingungsform der 2. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

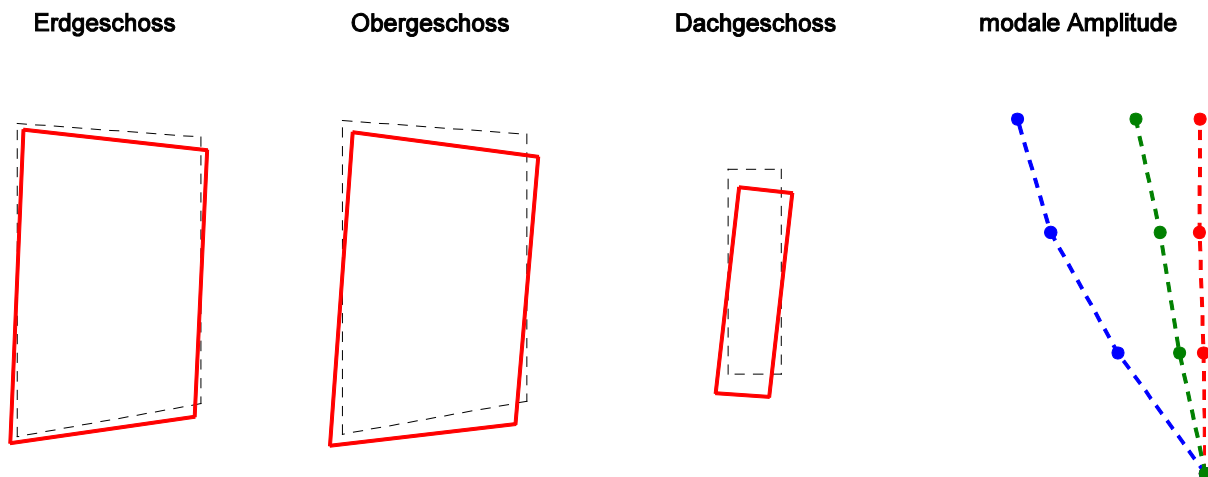


Abbildung 6.4: Schwingungsform der 3. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

Die Schwingungsformen sind kohärent zu den Ergebnissen aus der Analyse der Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix (Abbildung 6.1). Bei einer Anregung in Querrichtung werden vornehmlich die 1. und 2. Eigenschwingung angeregt. Die 3. Eigenschwingung kann hingegen nur durch eine Anregung in Längsrichtung zu bedeutenden Amplituden angeregt werden.

Die in den Abbildungen dargestellten Geschossformen ergeben sich durch die geradlinige Verbindung der Punkte, an denen die Beschleunigungen gemessen wurden.

Die Abbildung 6.5 zeigt die Veränderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen mit der Schwingungsamplitude. Als Mass der Schwingungsamplitude wurde der Mittelwert der Effektivwerte der Amplituden der 24 Schwingungsmessungen gewählt. Die Amplitude wurde aus den Beschleunigungsmessungen durch numerische Integration ermittelt. Bei Zufallsanregung wurde zur Berechnung des Effektivwerts die gesamte Anregungsdauer beigezogen. Bei harmonischer Anregung wurde zur Berechnung des Effektivwerts nur das Zeitfenster bei maximaler Anregung berücksichtigt.

Generell nehmen mit zunehmender Amplitude die Eigenfrequenzen ab und die modalen Dämpfungen zu. Die Eigenfrequenz der 1. Eigenschwingung z.B. hat bei Amplituden um 10^{-3} mm einen Wert von ca. 4 Hz. Dieser nimmt bei Amplituden um 2/10 mm auf weniger als 3.7 Hz ab. Die modale Dämpfung nimmt im gleichen Amplitudenbereich von 1% auf ca. 3.5% zu. Die Werte bei Amplituden um 10^{-3} mm stammen von Messungen mit ambienter Anregung. Die Ergebnisse aus den Messungen mit ambienter und Zufallsanregung (Kreis als Kurvensymbol) sind nicht ganz konsistent mit den Messungen aus harmonischer Anregung (Rhombus als Kurvensymbol). Die Eigenfrequenzen sind etwas grösser und die Dämpfungen kleiner im Vergleich zum Verlauf, der sich aus den Messungen mit ambienter und mit Zufallsanregung ergeben würde. Eine Ausnahme bildet die modale Dämpfung der 3. Eigenschwingung.

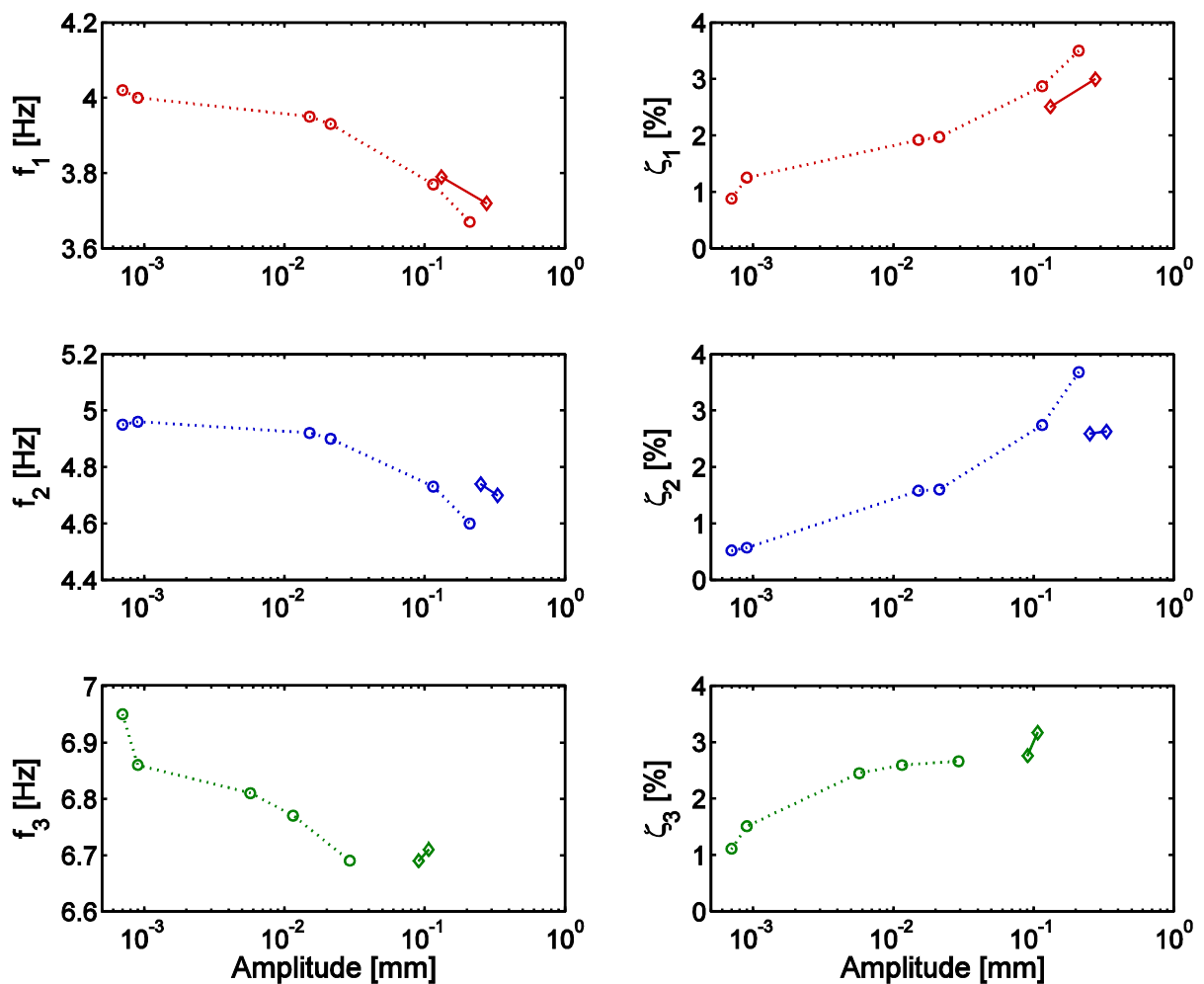


Abbildung 6.5: Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen in Abhängigkeit der Schwingungsamplitude.

6.2.2 Bauzustand 2

Der Verlauf der grössten Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix der Gebäudeschwingungen (Abbildung 6.6) ergibt ein ähnliches Bild wie im Bauzustand 1 (Abbildung 6.1) mit drei Eigenschwingungen. Bei Anregung in Querrichtung könnte das Maximum bei ca. 13.5 Hz auf eine weitere Eigenschwingung hinweisen. Die Analyse mit dem Systemidentifikationsverfahren ergab jedoch kein einheitliches Bild, sodass nicht abschliessend geklärt werden konnte, ob dort eine Eigenschwingung existiert. Die steile Flanke im Spektrum rechts des Maximums könnte auch von der Anregung herrühren, da die obere Randfrequenz der Breitbandanregung 14 Hz betrug.

Die Schwingungsformen der drei Eigenschwingungen, die in den Abbildungen Abbildung 6.7, Abbildung 6.8 und Abbildung 6.9 dargestellt sind, sind identisch mit den Schwingungsformen, die im Bauzustand 1 ermittelt wurden.

Die Veränderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen der 3 Eigenschwingungen mit der Schwingungsamplitude sind in der Abbildung 6.10 dargestellt.

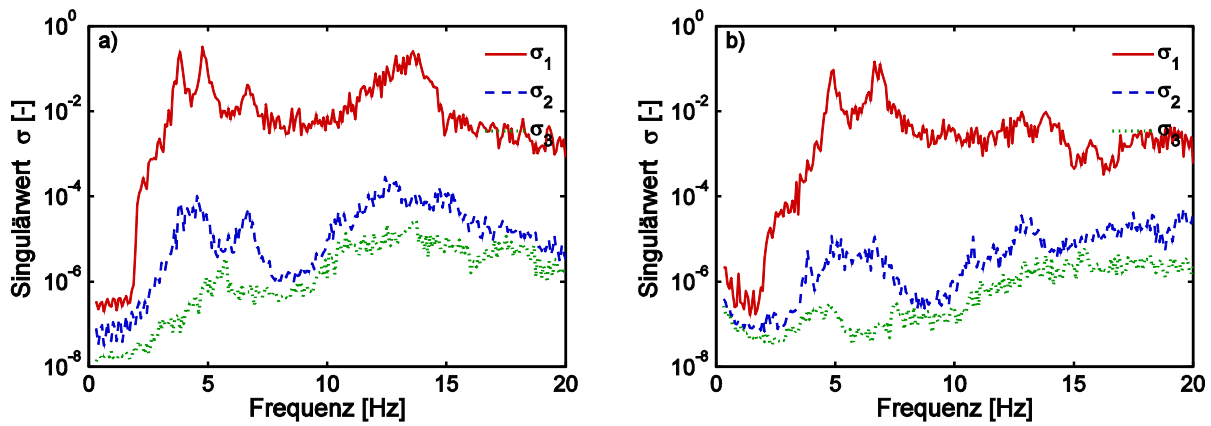


Abbildung 6.6: Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix der Gebäudeschwingungen bei Anregung in Quer- (a) und Längsrichtung (b)

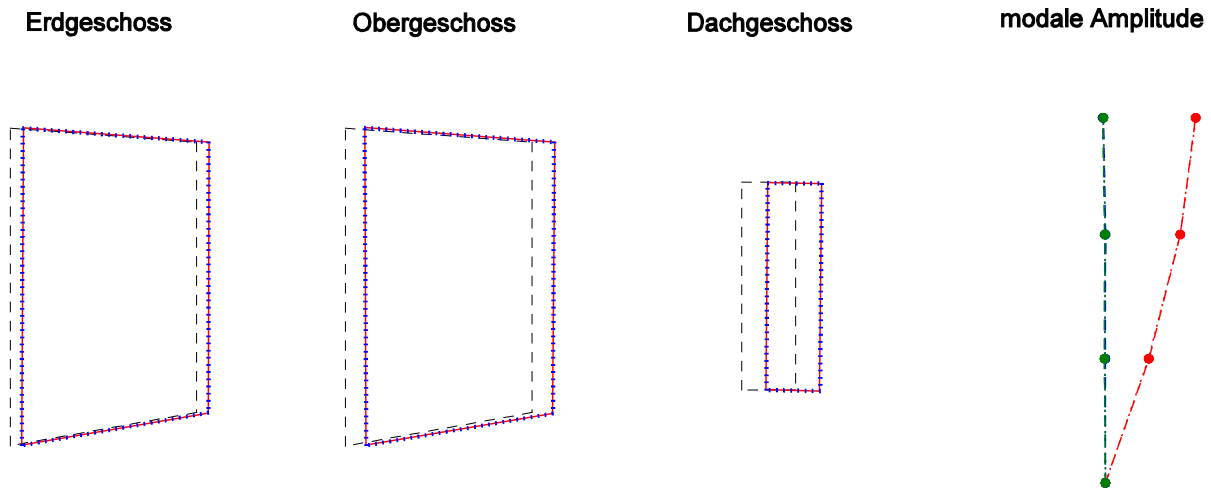


Abbildung 6.7: Schwingungsform der 1. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

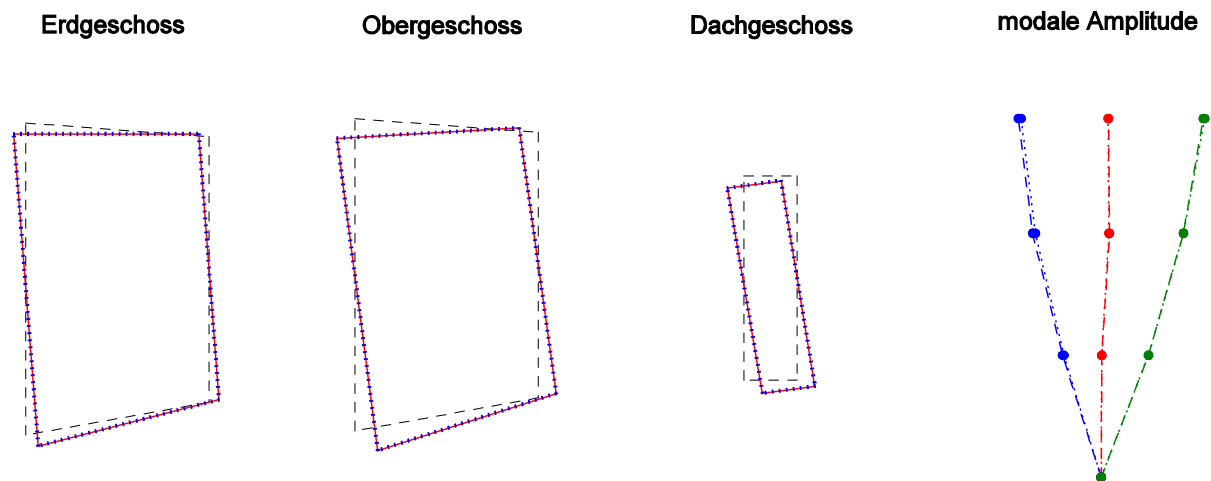


Abbildung 6.8: Schwingungsform der 2. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

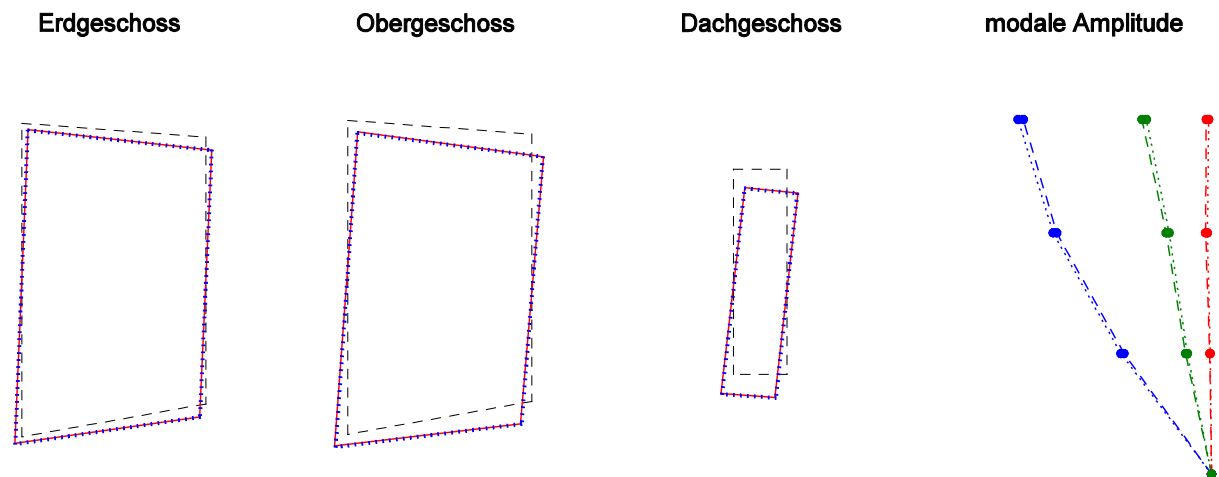


Abbildung 6.9: Schwingungsform der 3. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

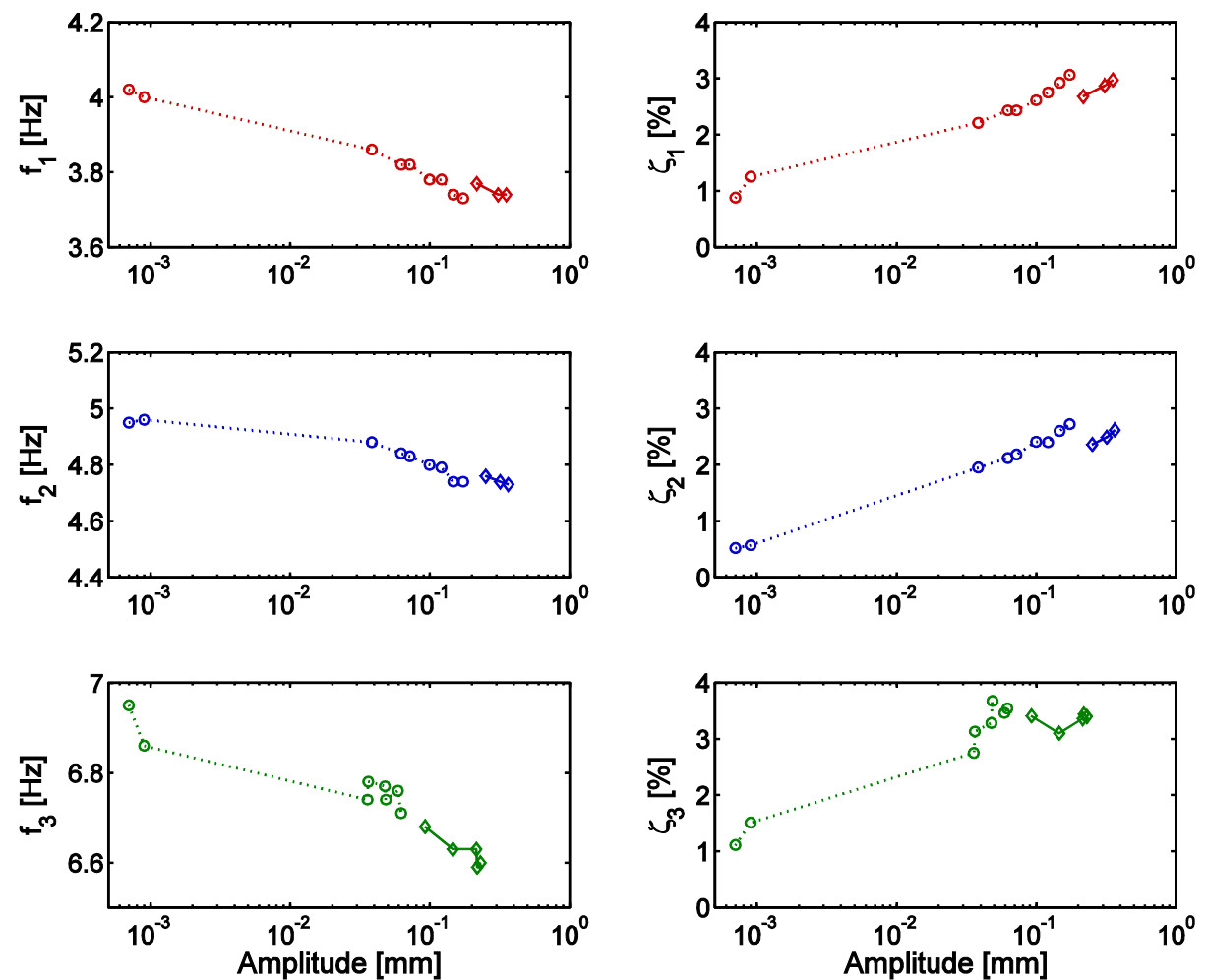


Abbildung 6.10: Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen in Abhängigkeit der Schwingungsamplitude.

Auch im Bauzustand 2 nehmen mit zunehmender Amplitude generell die Eigenfrequenzen ab und die modalen Dämpfungen zu. Die Änderungen fallen jedoch etwas kleiner aus als im Bauzustand 1. Ebenfalls ähnlich wie im Bauzustand 1 passen die Ergebnisse der 1. und 2. Eigenschwingungen aus den Messungen mit harmonischer Anregung (Rhombus als Kurvensymbol) nicht so richtig zu den Ergebnissen, die mit Zufallsanregung erzielt wurden. Die Eigenfrequenzen sind wiederum etwas grösser und die Dämpfungen etwas kleiner im Vergleich zum Verlauf, welcher sich aus den Messungen mit Zufallsanregung ergeben würde. Auch im Bauzustand 2 sind die Messresultate in der 3. Eigenschwingungsform aus den beiden Anregungsmethoden konsistenter als bei der 1. und der 2. Eigenschwingung.

6.2.3 Bauzustand 3

Die Messungen im Bauzustand 3 weisen einen Frequenzverlauf der grössten Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix auf (Abbildung 6.11), welcher den Verläufen der beiden vorangehenden Phasen ähnelt. Darin ist deutlich die Anwesenheit von 3 Eigenschwingungen zu erkennen. Die Schwingungsformen dieser 3 Eigenschwingungen sind in Abbildung 6.12, Abbildung 6.13 und Abbildung 6.14 dargestellt. Sie zeigen, dass deren Änderungen im Vergleich zum Bauzustand 1 gering sind.

Im Vergleich zu den Bauzuständen 1 und 2 nehmen die Eigenfrequenzen generell zu (Abbildung 6.15). Der Abfall der Eigenfrequenzen mit zunehmender Schwingungsamplitude ist im Bauzustand 3 jedoch deutlich stärker erkennbar, sodass bei den grössten in den Versuchen erzielten Schwingungsamplituden die Frequenzunterschiede im Vergleich zum Bauzustand 2 deutlich kleiner ausfallen (1. und 2. Eigenschwingung) oder sogar völlig verschwinden (3. Eigenschwingung).

Im Vergleich zum Bauzustand 2 nimmt die Dämpfung generell zu. Dieser Befund gilt insbesondere für die 1. und 2. Eigenschwingung, welche im Bauzustand 3 eine modale Dämpfung von ca. 4% aufweisen, während diese im Bauzustand 2 ca. 3% betrug. Die modale Dämpfung der 3. Eigenschwingung ist im Bauzustand 3 etwa ähnlich wie im Bauzustand 2.

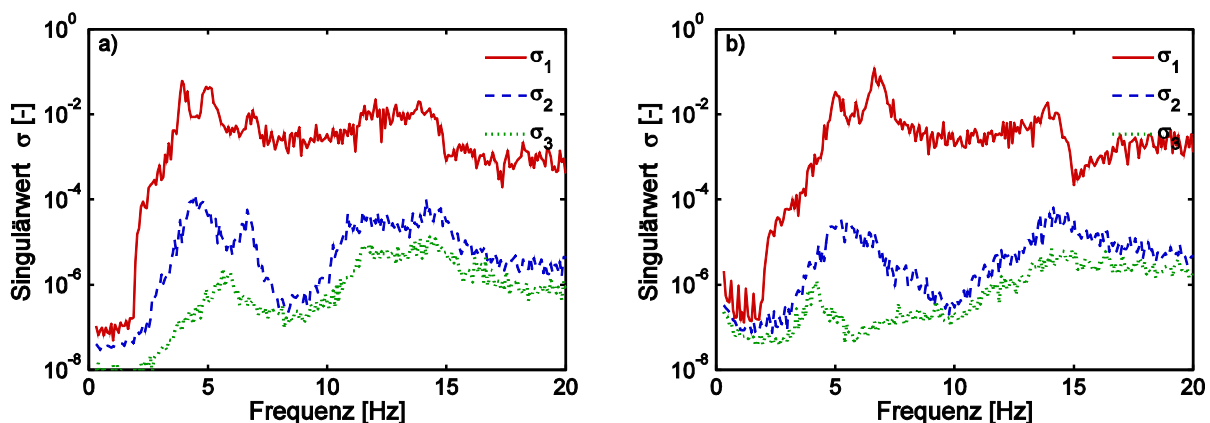
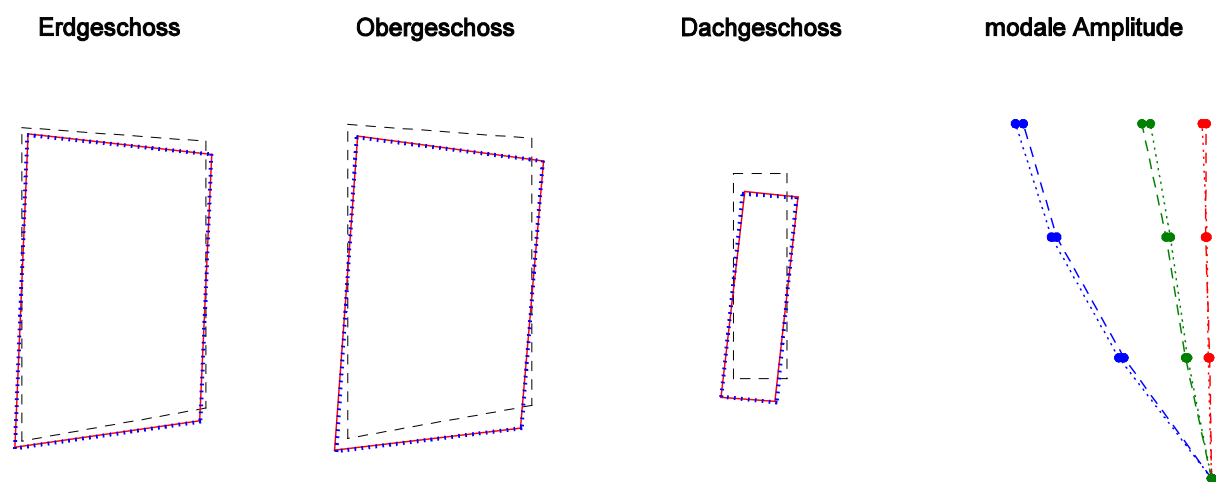
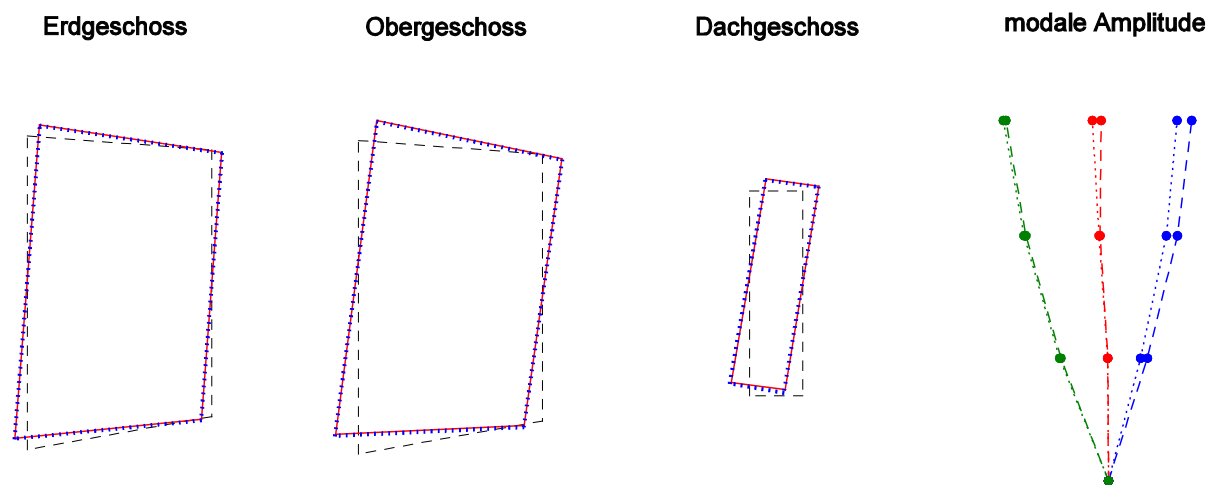
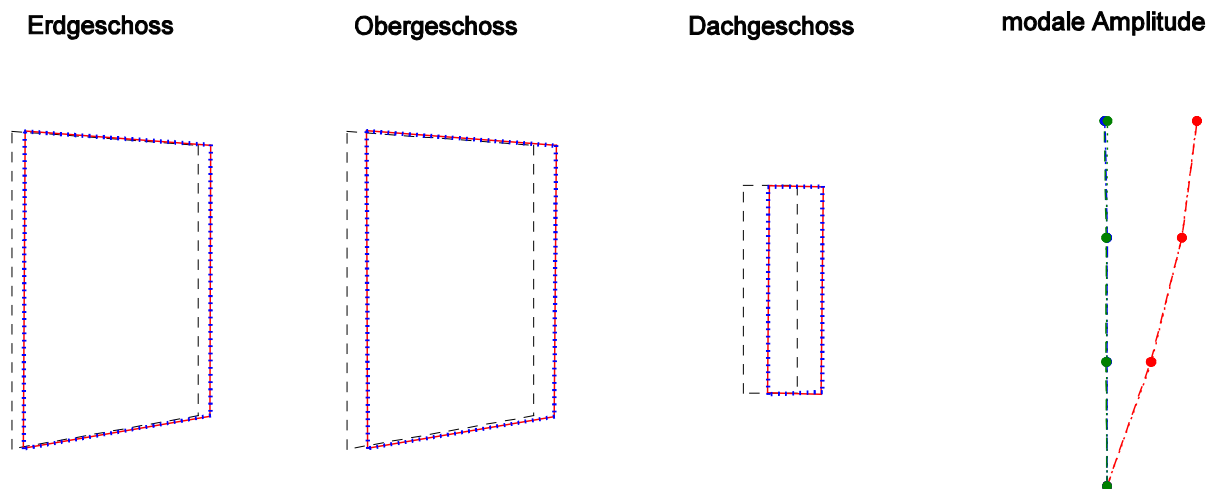


Abbildung 6.11: Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix der Gebäudeschwingungen bei Anregung in Quer- (a) und Längsrichtung (b)



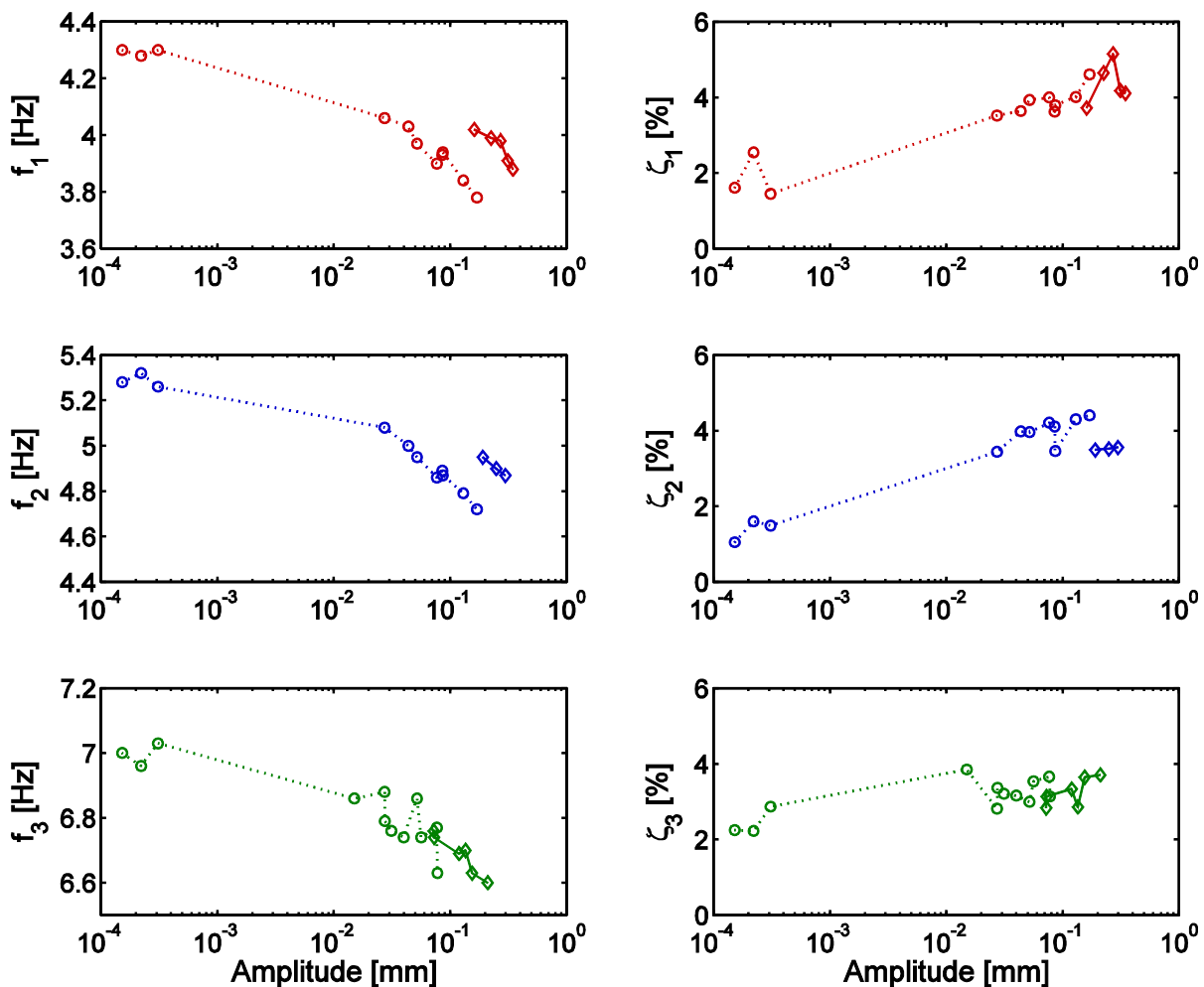


Abbildung 6.15: Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen in Abhängigkeit der Schwingungsamplitude.

6.3 Fazit

Die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen sind in der Abbildung 6.16 für die 3 untersuchten Bauzustände zusammengefasst dargestellt. Die Auswertung der Messungen zeigen:

- Die Eigenfrequenzen nehmen mit zunehmender Schwingungsamplitude moderat ab.
- Die modalen Dämpfungen nehmen mit zunehmender Schwingungsamplitude deutlich zu.
- Die Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen des Bauzustands 2 unterscheiden sich nur unwesentlich von jenen des Bauzustands 1.
- Der Schritt vom Bauzustand 2 in den Bauzustand 3 verursacht eine deutliche Zunahme der Eigenfrequenzen und auch der Dämpfung.
- Im Bauzustand 3 weist die Abnahme der Eigenfrequenzen mit zunehmender Schwingungsamplitude den grössten Gradienten auf.

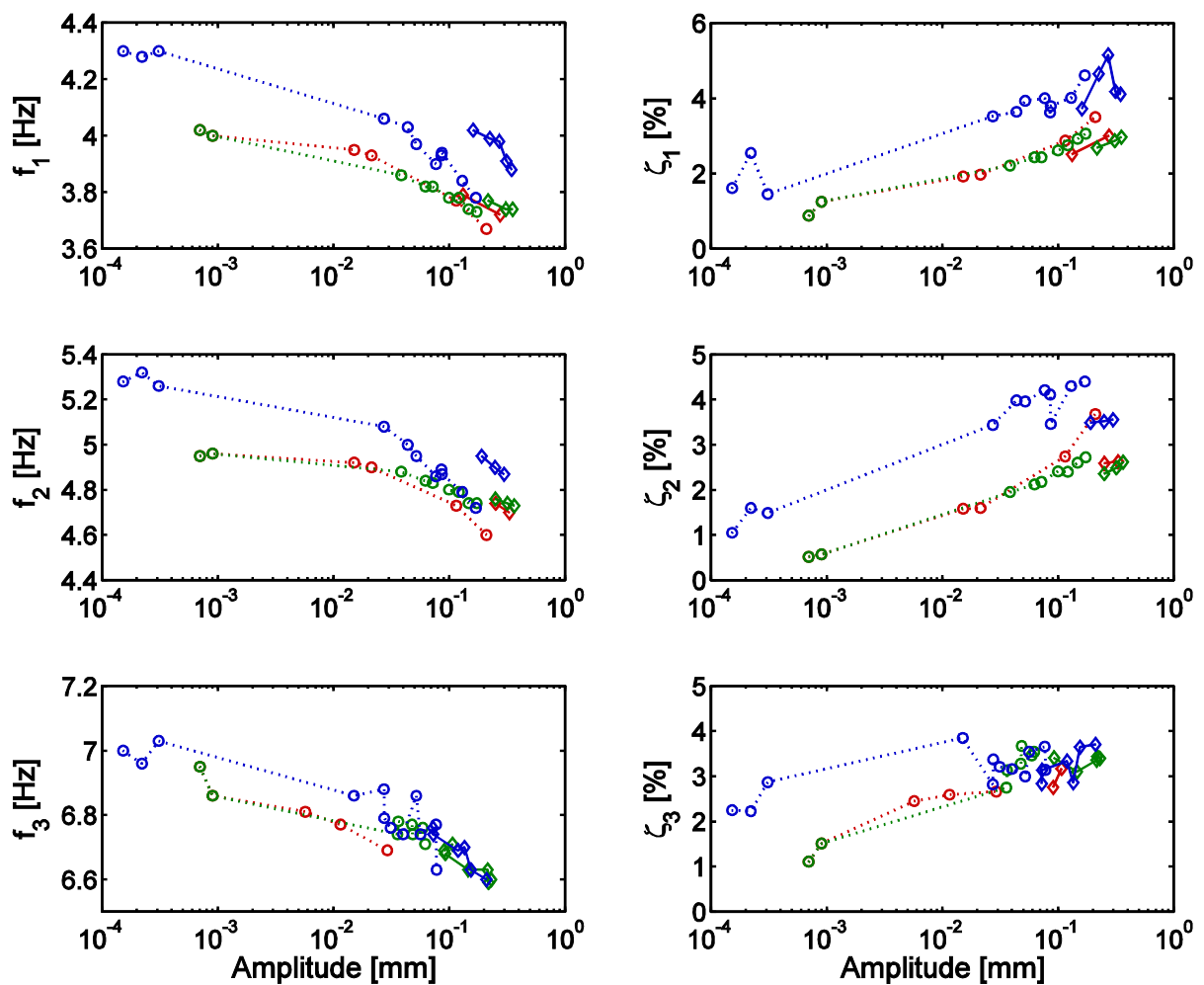


Abbildung 6.16: Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen in Abhängigkeit der Schwingungsamplitude bei allen untersuchten Bauzuständen. Die Bauzustände sind farblich wie folgt gekennzeichnet: rot = Bauzustand 1, grün = Bauzustand 2 und blau = Bauzustand 3.

6.4 Literatur zu Kapitel 6

1. Overschee P. v., De Moor B. L. R. (1996): Subspace identification for linear systems theory, implementation, applications. Kluwer Academic Publishers, Boston [etc.].
2. Juang J. N., Pappa R. S. (1985): An Eigensystem Realization-Algorithm for Modal Parameter-Identification and Model-Reduction. Journal of Guidance Control and Dynamics 8 (5) 620-627.

7. Modellierung

7.1 Berechnungsannahmen

7.1.1 Geometrie

Die geometrischen Daten der Modelle entstammen den Architekten- und Holzbauingenieurplänen (Kapitel 3).

7.1.2 Einbindungshorizont

Der Einbindungshorizont wurde auf Höhe OK Tiefgaragendecke angenommen (Abbildung 3.11), d. h. dort wo das Holztragwerk im Stahlbeton verankert ist.

7.1.3 Baustoffeigenschaften

Der Modellierung wurden die in der Tabelle 7.1 angegebenen Baustoffeigenschaften zu Grund gelegt. Die Decken sind in HBV-Bauweise entsprechend Abbildung 3.4 ausgeführt ($t_{\text{Holz}} = t_{\text{Beton}} = 12 \text{ cm}$). Die in der Bemessung als aussteifend berücksichtigten Wände (Abbildungen 4.3 und 4.4) sind beidseitig beplankte Holzrahmenbauwände. Als Beplankung der aussteifenden Aussenwände wurden OSB3-Platten ($t = 15 \text{ mm}$, Abbildung 3.7) verwendet, als Beplankungen der Innenwände Fermacell-Gipsfaserplatten ($t = 18 \text{ mm}$). Sämtliche nachfolgend beschriebenen Berechnungen wurden mit den Mittelwerten der Steifigkeiten, wie sie in der Tabelle 7.1 angegeben sind, durchgeführt. Auf eine Variation der Parameter wurde verzichtet.

Tabelle 7.1: Eigenschaften der Baustoffe

Baustoff	Elastizitätsmodul	Schubmodul	Dichte
Vollholz C24 ¹⁾	$E_{0,mean} = 11'000 \text{ N/mm}^2$	$G_{mean} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\rho_{k,12\%} = 350 \text{ kg/m}^3$
OSB-3 ²⁾	$E_{m,mean} = 3'800 \text{ N/mm}^2$	$G_{mean} = 1'080 \text{ N/mm}^2$	$\rho_{k,12\%} = 550 \text{ kg/m}^3$
Gipsfaserplatten ³⁾	$E_{m,mean} = 3'800 \text{ N/mm}^2$	$G_{mean} = 1'600 \text{ N/mm}^2$	$\rho_{k,12\%} = 1'125 \text{ kg/m}^3$
Beton C 25/30 ⁴⁾	$E_{mean} = 32'000 \text{ N/mm}^2$ ⁵⁾	$G_{mean} = 16'000 \text{ N/mm}^2$ ⁶⁾	$\rho = 2'500 \text{ kg/m}^3$

¹⁾ Holzrahmen, Brettstapel der HBV-Decken, „Dachplatte“

²⁾ Beplankung der aussteifenden Aussenwände

³⁾ Beplankung der aussteifenden Innenwände (Fermacell Gipsfaserplatten)

⁴⁾ HBV-Decken, Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit von Beton C 25/30: $f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2$ [1]

⁵⁾ $E_{cm} = k_E \sqrt[3]{f_{cm}} = 10'000 \cdot \sqrt[3]{33} \approx 32'000 \text{ N/mm}^2$ (gemäss Norm SIA 262:2003, [1])

⁶⁾ $G_{mean} = \frac{1}{2(1+\nu_c)} E_{mean}$ ($\nu_c = 0$ für gerissenen Beton, [1])

7.1.4 Eigenschaften der Verbindungen

Zur Berechnung der Wandsteifigkeiten wurden in Abhängigkeit der eingesetzten Verklammerung (Klammerdurchmesser, -abstand, -eindringtiefe) die folgenden Verbindungssteifigkeiten K_{ser} angenommen (Wandbezeichnungen siehe Abbildungen 4.3 und 4.4):

$K_{ser} = 742 \text{ N/mm}$ für die Wände A, C

$K_{ser} = 495 \text{ N/mm}$ für die Wände B, U, V, W, X

$K_{ser} = 247 \text{ N/mm}$ für die Wände Y, Z.

7.1.5 Stockwerkmassen

Bemessungsniveau

Die Stockwerkmassen auf Bemessungsniveau wurden für die aussergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ gemäss den Normen SIA 260 [2] und 261 [3] für 100% Eigengewicht plus Auflast (12 cm Holz + 12 cm Beton + 4 cm Isolation + 8 cm UB) und 30% Nutzlast ($0.3 \cdot 2.5 \text{ kN/m}^2$) ermittelt. Die Nutzlast von 2.5 kN/m^2 setzt sich zusammen aus der Nutzlast für Wohnflächen von 2 kN/m^2 (Kategorie A gemäss Norm SIA 261:2003 [3]) und einem Zuschlag von 0.5 kN/m^2 zur Berücksichtigung der Masse der nicht tragenden Innenwände. Die Decken (HBV-Decke + Unterlagsboden UB) weisen somit eine Masse von 596 kg/m^2 auf. Zusätzlich wurden in die Massen die tragenden Wände und das Dach (Ziegeleindeckung) berücksichtigt. Die Massen im OG 1, OG 2 und DG ergaben sich so zu: $M_{1,d} = 228 \text{ t}$, $M_{2,d} = 226 \text{ t}$ und $M_{3,d} = 71.1 \text{ t}$. Die Gesamtmasse beträgt $M_{tot,d} = 525 \text{ t}$.

Effektive Massen

Die effektiven Massen (Dach, Decken und Wände) betragen für eine effektive während der Versuche vorhandene Deckenmassen (UB noch nicht eingebaut, keine Nutzlast vorhanden) von 360 kg/m^2 : $M_{1,eff} = 133 \text{ t}$, $M_{2,eff} = 131 \text{ t}$ und $M_{3,eff} = 71.1 \text{ t}$. In der Masse $M_{3,eff}$ ist berücksichtigt, dass das Dach zum Zeitpunkt der Versuche noch nicht mit Ziegeln eingedeckt war. Die Gesamtmasse ergibt sich zu $M_{tot,eff} = 335 \text{ t}$.

7.1.6 Steifigkeit der Wände

Die Steifigkeiten der Wände wurden mit einem Excel-Worksheet nach den in [4], [5] und [6] angegebenen Formeln berechnet. Die Wandsteifigkeiten werden stark durch Steifigkeiten der Baustoffe und der Verbindungen beeinflusst. Im Modell wurden die durch den Planer bei der Bemessung des Gebäudes angesetzten Wandsteifigkeiten (siehe Kapitel 4) eingesetzt.

7.2 Modellierung des Gebäudes als Dreimassenschwinger

Mit dem Ziel, eine erste Schätzung der Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen zu erhalten, wurde das Gebäude zuerst als Dreimassenschwinger modelliert. Die Ermittlung der Eigenformen und Eigenfrequenzen wurde sowohl für die Massen auf Bemessungsniveau als auch für die effektiv während der Versuche vorhandenen Massen durchgeführt.

7.2.1 Theorie des Mehrmassenschwingers

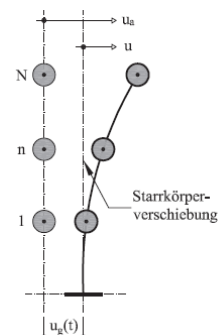
Die Bewegungsgleichung eines Mehrmassenschwingers (MMS) unter Fusspunktanregung lautet [7]:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad \text{Gl. 7.1}$$

$$\mathbf{u}_a = \mathbf{u} + \mathbf{u}_g = \mathbf{u} + \mathbf{1}u_g \quad \text{Gl. 7.2}$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_a = \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{1}\ddot{u}_g \quad \text{Gl. 7.3}$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g \quad \text{Gl. 7.4}$$



wobei:

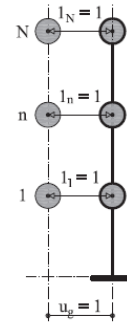
M: Massenmatrix

K: Steifigkeitsmatrix

C: Dämpfungsmatrix

$\ddot{u}_g(t)$: Bodenbeschleunigung

1: Vektor der Starrkörperverschiebungen infolge der Fusspunktverschiebung $u_g = 1$ in Richtung der Anregung



Für den Fall von klassischer Dämpfung ist die Dämpfungsmatrix **C** eine Linearkombination der Massenmatrix **M** und der Steifigkeitsmatrix **K** und die Bewegungsgleichung (Gl. 7.4) des MMS kann in ein System von N entkoppelten Gleichungen in modalen Koordinaten q_n umgeformt werden, wobei N die Anzahl der Eigenformen ist:

$$m_n^* \ddot{q}_n + c_n^* \dot{q}_n + k_n^* q_n = -\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{1} \ddot{u}_g \quad \text{Gl. 7.5}$$

oder als umgeformte Gleichung:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n^* \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\frac{\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n} \ddot{u}_g \quad \text{Gl. 7.6}$$

mit:

$$\text{Koordinatentransformation: } u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad \text{Gl. 7.7}$$

ϕ_n : n-ter Eigenvektor des MMS

$q_n(t)$: n-te modale Koordinate des MMS

Die modale Masse m_n^* und die modale Steifigkeit k_n^* der n-ten Eigenform sind wie folgt definiert:

$$m_n^* = \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n \quad \text{Gl. 7.8}$$

$$k_n^* = \phi_n^T \mathbf{K} \phi_n = \omega_n^2 m_n^* \quad \text{Gl. 7.9}$$

ω_n : n-te modale Kreisfrequenz des MMS

Die modale Masse bzw. die modale Steifigkeit ist diejenige Masse bzw. Steifigkeit eines Tragwerks, welche bei einer bestimmten Schwingungsform aktiviert wird. Der Beitrag der n-ten Eigenform an die Gesamtantwort des MMS kann mit dem modalen Partizipationsfaktor Γ_n ausgedrückt werden:

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n} \quad \text{Gl. 7.10.}$$

7.2.2 Dreimassenschwinger-Modell des Gebäudes

Die untersuchten Dreimassenschwinger-Modelle des Gebäudes sind in den Abbildungen 7.1 – 7.3 dargestellt. Bezüglich Geometrie (Einbindungshorizont, Geschosshöhe) entspricht es demjenigen, welches auch in der Bemessung des Gebäudes durch den Planer verwendet wurde (Abbildung 4.6). Die x-Achse zeigt in Gebäudelängsrichtung und die y-Achse in Querrichtung (Abbildung 4.1).

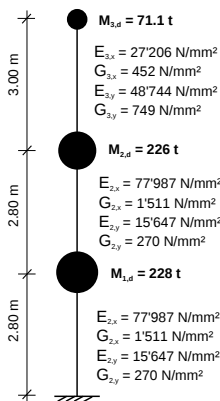


Abbildung 7.1: Dreimassenschwinger-Modell: Bemessungssituation.

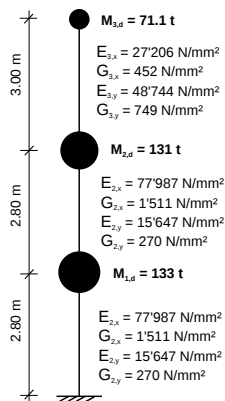


Abbildung 7.2: Dreimassenschwinger-Modell: Situation während der Versuche. Steifigkeit nur der in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6 grün markierten Wände berücksichtigt.

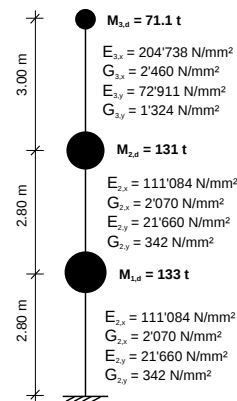


Abbildung 7.3: Dreimassenschwinger-Modell: Situation während der Versuche. Steifigkeit der in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6 grün und orange markierten Wände berücksichtigt.

7.2.3 Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen

Mit den Dreimassenschwinger-Modellen gemäss Abbildung 7.1, Abbildung 7.2 und Abbildung 7.3 ergeben sich die in der Abbildung 7.4 dargestellten Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen. Die x-Richtung entspricht der Längsrichtung, die y-Achse der Querrichtung des Gebäudes.

Gebäudelängsrichtung			
	Modell Abbildung 7.1	Modell Abbildung 7.2	Modell Abbildung 7.3
	$T_{1,x} = 0.44 \text{ s}$ $f_{1,x} = 2.27 \text{ Hz}$	$T_{1,x} = 0.38 \text{ s}$ $f_{1,x} = 2.63 \text{ Hz}$	$T_{1,x} = 0.30 \text{ s}$ $f_{1,x} = 3.33 \text{ Hz}$
	$T_{2,x} = 0.21 \text{ s}$ $f_{2,x} = 4.76 \text{ Hz}$	$T_{2,x} = 0.18 \text{ s}$ $f_{2,x} = 5.56 \text{ Hz}$	$T_{2,x} = 0.10 \text{ s}$ $f_{2,x} = 10 \text{ Hz}$
	$T_{3,x} = 0.13 \text{ s}$ $f_{3,x} = 7.69 \text{ Hz}$	$T_{3,x} = 0.10 \text{ s}$ $f_{3,x} = 10 \text{ Hz}$	$T_{3,x} = 0.06 \text{ s}$ $f_{3,x} = 16.7 \text{ Hz}$
Gebäudequerrichtung			
	Modell Abbildung 7.1	Modell Abbildung 7.2	Modell Abbildung 7.3
	$T_{1,y} = 1 \text{ s}$ $f_{1,y} = 1 \text{ Hz}$	$T_{1,y} = 0.83 \text{ s}$ $f_{1,y} = 1.20 \text{ Hz}$	$T_{1,y} = 0.73 \text{ s}$ $f_{1,y} = 1.37 \text{ Hz}$
	$T_{2,y} = 0.35 \text{ s}$ $f_{2,y} = 2.86 \text{ Hz}$	$T_{2,y} = 0.28 \text{ s}$ $f_{2,y} = 3.57 \text{ Hz}$	$T_{2,y} = 0.24 \text{ s}$ $f_{2,y} = 4.17 \text{ Hz}$
	$T_{3,y} = 0.18 \text{ s}$ $f_{3,y} = 5.56 \text{ Hz}$	$T_{3,y} = 0.16 \text{ s}$ $f_{3,y} = 6.25 \text{ Hz}$	$T_{3,y} = 0.13 \text{ s}$ $f_{3,y} = 7.69 \text{ Hz}$

Abbildung 7.4: Eigenfrequenzen f und Grundschwingzeiten T ermittelt mit den Dreimassenschwinger-Modellen gemäss Abbildung 7.1, Abbildung 7.2 und Abbildung 7.3.

7.3 3D-Finite Elemente-Modell des Gebäudes

Um die Struktur des Gebäudes und dessen Zustand zum Zeitpunkt der Versuche besser erfassen zu können, wurde ein 3D-FE-Modell mit der Software SAP2000 (www.csiamerica.com) aufgesetzt. Analog zur Modellierung mit dem Dreimassenschwinger wurden 3 verschiedene Berechnungen durchgeführt (Tabelle 7.2).

Tabelle 7.2: Berechnungen am SAP2000-3D-Modell.

Modell	Situation	Erfasste Wände	Deckenaufbau	Erfasster Nutzlastanteil
1	Bemessung	aussteifende Wände ¹⁾	HBV-Decken mit Unterlagsboden	30% von 2.5 kN/m ² ³⁾
2	Versuche	aussteifende Wände ¹⁾	HBV-Decken ohne UB	keine Nutzlast
3		tragende Wände ²⁾		

¹⁾ grün markierte Wände in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6.

²⁾ zusätzliche Wände (diejenigen mit Fenster- und Türöffnungen), welche Vertikallasten tragen (grün und orange markierte Wände in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6).

³⁾ Nutzlast der Kategorie A (Wohnflächen) gemäss Norm SIA 261:2003 plus Zuschlag von 0.5 kN/m² zur Berücksichtigung der Masse der Innenwände.

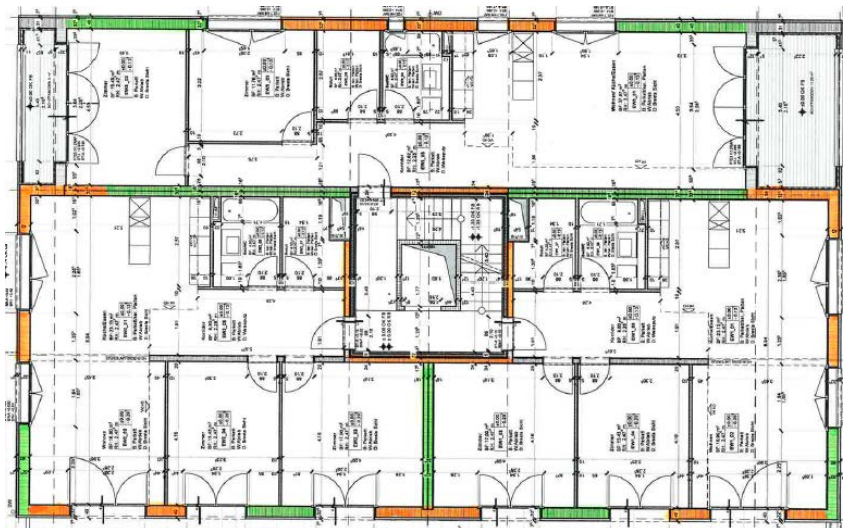


Abbildung 7.5: Im 3D-FE-Modell im EG und OG 1 als aussteifend erfasste Wände in den Berechnungen 1 und 2 (grün markierte Wände) sowie 3 (grün + orange markierte Wände).

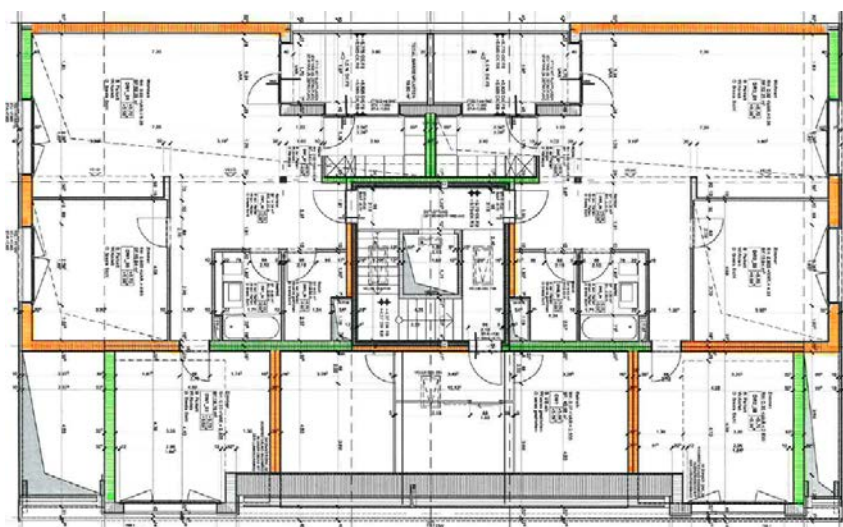


Abbildung 7.6: Im 3D-FE-Modell im OG 2 als aussteifend erfasste Wände in den Berechnungen 1 und 2 (grün markierte Wände) sowie 3 (grün + orange markierte Wände).

7.3.1 Modale Parameter

Die modalen Parameter (Grundschwingzeiten, Eigenfrequenzen, modale Partizipationsfaktoren, modale Massen und modale Steifigkeiten) für eine Berechnung auf Bemessungsniveau (Modell 1 in Tabelle 7.2) sind in der Tabelle 7.3 zusammengestellt. Die Tabelle 7.4 enthält dieselben Parameter für eine Berechnung mit effektiven Massen zum Zeitpunkt der Versuche und vom Planer bei der Bemessung des Gebäudes als aussteifend betrachteten Wänden (Modell 2 in Tabelle 7.2), die Tabelle 7.5 diejenigen für eine Berechnung mit effektiven Massen zum Zeitpunkt der Versuche und einer erweiterten Anzahl aussteifender Wände (Modell 3 in Tabelle 7.2).

Tabelle 7.3: Modale Parameter des 3D-Modells, berechnet mit Massen auf dem Bemessungsniveau und vom Planer bei der Bemessung des Gebäudes als aussteifend betrachteten Wänden (grün markierte Wänden in den Abbildungen 7.5 und 7.6) (x-Richtung = Gebäudelängsrichtung, y-Richtung = Gebäudequerrichtung).

Eigenform	Grundschwingzeit [s]	Eigenfrequenz [Hz]	Art der Bewegung	Modaler Partizipationsfaktor in y-Rtg.	Modale Masse in y-Rtg. [t]	Modale Steifigkeit in y-Rtg. [N/mm]	Modaler Partizipationsfaktor in x-Rtg.	Modale Masse in x-Rtg. [t]	Modale Steifigkeit in x-Rtg. [N/mm]
1	0.70	1.44	Transl. y	0.90	473	38'523	0.00	0.00	0.01
2	0.55	1.81	Torsion	0.00	0.03	3.32	0.35	186	23'892
3	0.54	1.84	Torsion	0.00	0.02	2.88	0.56	295	39'390

Für eine Berechnung mit effektiven, während den Versuchen vorhandenen Massen werden 2 Fälle unterschieden. Unter Berücksichtigung der in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6 grün markierten Wände ergeben sich die modalen Parameter gemäss Tabelle 7.4. Wenn man weitere Wände (orange markiert in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6) hinzunimmt, so resultieren die modalen Parameter gemäss Tabelle 7.5.

Tabelle 7.4: Modale Parameter des 3D-Modells, berechnet mit effektiven Massen zum Zeitpunkt der Versuche und vom Planer bei der Bemessung des Gebäudes als aussteifend betrachteten Wänden (grün markierte Wänden in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6) (x-Richtung = Gebäudelängsrichtung, y-Richtung = Gebäudequerrichtung).

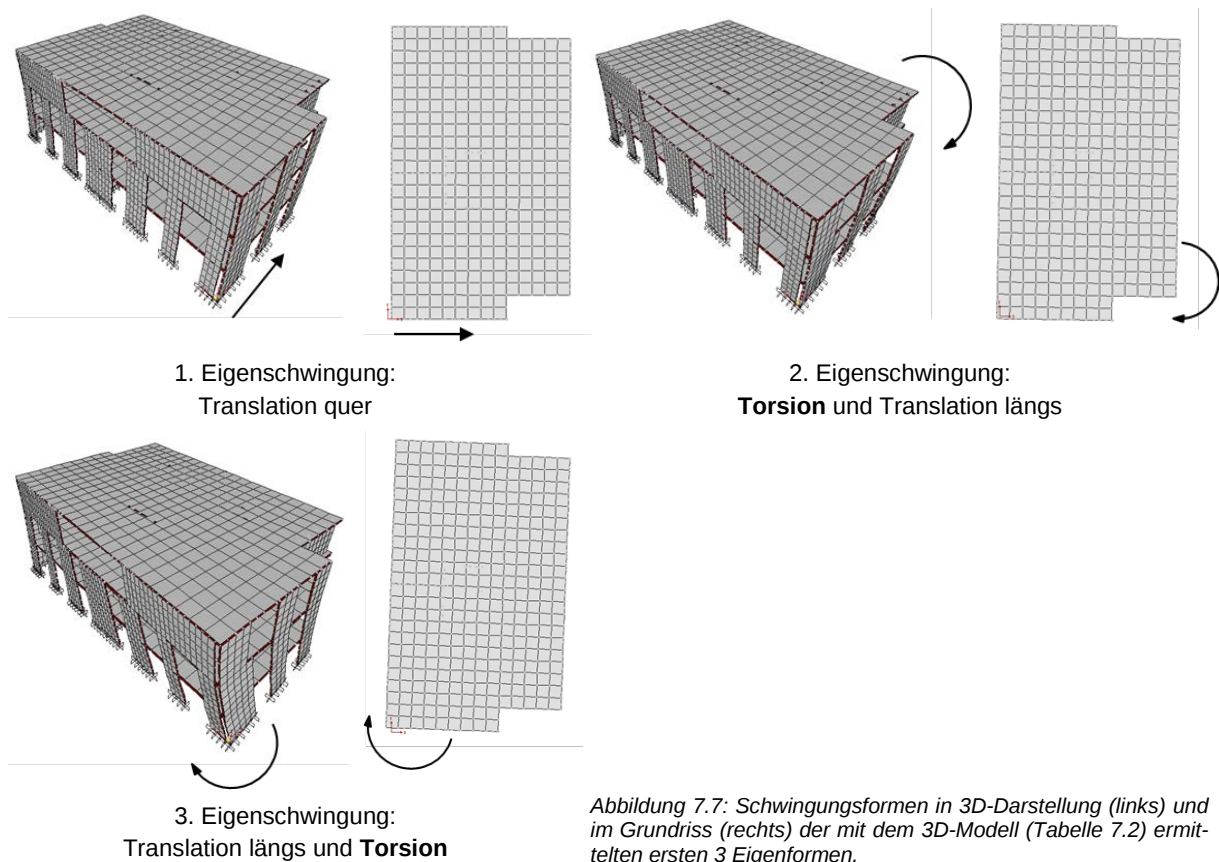
Eigenform	Grundschwingzeit [s]	Eigenfrequenz [Hz]	Art der Bewegung	Modaler Partizipationsfaktor in y-Rtg.	Modale Masse in y-Rtg. [t]	Modale Steifigkeit in y-Rtg. [N/mm]	Modaler Partizipationsfaktor in x-Rtg.	Modale Masse in x-Rtg. [t]	Modale Steifigkeit in x-Rtg. [N/mm]
1	0.58	1.72	Transl. y	0.88	296	34'347	0.00	0.00	0.03
2	0.46	2.17	Torsion	0.00	0.00	0.00	0.15	51.1	9'362
3	0.45	2.20	Torsion	0.00	0.00	0.10	0.74	249	47'399

Tabelle 7.5: Modale Parameter des 3D-Modells, berechnet mit effektiven Massen zum Zeitpunkt der Versuche und einer erweiterten Anzahl an Wänden (grün und orange markierte Wänden in Abbildung 7.5 und Abbildung 7.6) (x-Richtung = Gebäudelängsrichtung, y-Richtung = Gebäudequerrichtung).

Eigenform	Grundschwingzeit [s]	Eigenfrequenz [Hz]	Art der Bewegung	Modaler Partizipationsfaktor in y-Rtg.	Modale Masse in y-Rtg. [t]	Modale Steifigkeit in y-Rtg. [N/mm]	Modaler Partizipationsfaktor in x-Rtg.	Modale Masse in x-Rtg. [t]	Modale Steifigkeit in x-Rtg. [N/mm]
1	0.39	2.56	Transl. y	0.91	304	78'351	0.00	0.43	110
2	0.34	2.93	Torsion	0.00	1.50	510	0.60	200	67'716
3	0.28	3.57	Torsion	0.00	0.33	166	0.32	106	53'181

7.3.2 Eigenformen

Die mit dem SAP-Modell 3 (Tabelle 7.2) ermittelten ersten 3 Eigenformen (Tabelle 7.5) sind in der Abbildung 7.7 dargestellt.



7.4 Vergleich zwischen Dreimassenschwinger- und 3D-Modell

Die Tabelle 7.6 präsentiert einen Vergleich zwischen den Ergebnissen der Berechnungen mit dem Dreimassenschwinger-Modell und dem 3D-FE-Modell des Gebäudes. Es werden nur die Werte in der massgebenden Gebäudequerrichtung (geringste Eigenfrequenz) verglichen, welche sich im Rahmen der Bemessung des Tragwerks ergeben.

Tabelle 7.6: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Modellrechnungen im Rahmen der Bemessung des Gebäudes.

Parameter	Berechnung Planer	Modellierung Empa	
		Stabmodell	3D-Modell
1. Eigenfrequenz quer	1 Hz	1 Hz	1.43 Hz
1. Grundswingzeit quer	1 s	1 s	0.70 s

7.5 Fazit

Die durchgeführten Modellbetrachtungen zeigten Folgendes:

- Eine erste Abschätzung der Grundswingzeiten in den Gebäudehaupttrichtungen (z.B. im Rahmen der Bemessung eines Gebäudes) kann mittels eines einfachen Stabmodells (Mehrmassenschwinger) erhalten werden. Die Detaillierungsmöglichkeiten im Modell sind allerdings beschränkt, was sich in einer unzureichenden Präzision der Ergebnisse niederschlägt.

- Besser geeignet zur Erfassung der Tragstruktur sind 3D-FE-Modelle. Eine korrekte und vollständige Modellierung der Tragstruktur ist allerdings aufwendig. Um den Aufwand in Grenzen zu halten, müssen im Modell vereinfachende Annahmen getroffen werden (z.B. flaches Dach anstelle eines geneigten Daches). Die Schwierigkeit bzw. Kunst liegt daran, die Vereinfachung so vorzunehmen, dass keine ungewollten Ungenauigkeiten eingebaut werden, welche die Resultate in unzulässiger Form verfälschen.
- Sowohl die Modellierung, als auch die Durchführung und Auswertung der Rechenläufe ist trotz der heute auf einfache Weise zugänglichen Rechnerleistung zeitaufwändig. Wollte man die Variabilität der Baustoffeigenschaften zusätzlich berücksichtigen, so würde ein noch grösserer Aufwand resultieren. Solche aufwändigen Modelle sind jedoch in der Planung von Gebäuden aus Kosten- und Zeitgründen nicht umsetzbar.
- Die Anzahl der im Modell berücksichtigten aussteifenden Wände hat einen grossen Einfluss auf die durch das Modell geschätzten Eigenfrequenzen.
- Der Einfluss der Wandsteifigkeiten auf die Resultate ist bedeutend. Mangels vorhandener experimenteller Werte muss man sich bei der Modellierung und Bemessung des Gebäudes auf Normwerte abstützen. Während bei Elastizitäts- und Schubmodul Mittel- und untere Fraktile vorhanden sind, welche es ermöglichen, die Variabilität dieser Parameter im Modell zu berücksichtigen, existieren bei der Steifigkeit der Verbindungsmittel lediglich (vorsichtig angesetzte) Mittelwerte. Es ist also anzunehmen, dass die modellierten Wände sich in Realität steifer verhalten als im Modell.

7.6 Literatur zu Kapitel 7

1. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 262: Betobau.
2. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken.
3. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 261: Einwirkungen auf Tragwerke.
4. Brunner R., Jung P., Steiger R., Wenk T. (2010): Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten. Lignum - Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
5. Kessel M. H. (2003): Tafeln - Eine elastische, geometrisch lineare Beschreibung. In: Holzbaukalender 2003, Bruder Verlag, Karlsruhe.
6. Blass H. J., Ehlbeck J., H. K., Steck G. (2005): Erläuterungen zur DIN 1052. Informationsdienst Holz, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung DGfH, München.
7. Dazio A., Wenk T. (2009): Erdbebensicherung von Bauwerken: Berechnungsverfahren. Vorlesungsunterlagen, ETH Zürich.

8. Vergleiche und Folgerungen

8.1 Vergleich zwischen Experimenten und Modellen

In der Tabelle 8.2 werden die Ergebnisse der Modellrechnungen mit denjenigen der Experimente verglichen. Da das Stabmodell nicht geeignet ist, Torsionsschwingungen zu modellieren, sind aus dem Stabmodell nur die Daten für die 1. Grundschiwingung in Querrichtung und in Längsrichtung des Gebäudes angegeben.

Tabelle 8.2: Vergleich zwischen den Ergebnissen der Modellrechnungen und denjenigen der Versuche.

Parameter	Stabmodell	3D-Modell	Experiment (Bauzustand 3)
1. Eigenfrequenz	1.37 Hz	2.56 Hz	3.9 Hz
2. Eigenfrequenz	-	2.93 Hz	4.8 Hz
3. Eigenfrequenz	3.33 Hz	3.57 Hz	6.7 Hz
1. Grundschiwingzeit	0.73 s	0.39 s	0.26 s
2. Grundschiwingzeit	-	0.34 s	0.21 s
3. Grundschiwingzeit	0.3 s	0.28 s	0.15 s
1. Grundschiwingform	Translation quer	Translation quer	Translation quer
2. Grundschiwingform	-	Torsion + Translation längs	Torsion + Translation längs
3. Grundschiwingform	Translation längs	Translation längs + Torsion	Translation längs + Torsion

Aus dem Vergleich zwischen den Modellrechnungen und dem Resultaten der Experimente ist folgendes erkennbar:

- Massgebend bei Schwingungsanregung ist die Querrichtung des Gebäudes, welche eine deutlich geringere Steifigkeit als die Längsrichtung aufweist.
- Die Eigenfrequenzen gemäss Modellrechnung sind deutlich geringer als diejenigen, welche in den Versuchen ermittelt wurden. Für die erste Eigenfrequenz beträgt das Verhältnis zwischen Versuchswert und Rechenwert 1.52, für die 2. Eigenfrequenz 1.64 und für die 3. Eigenfrequenz 1.88. Im Mittel ergibt sich ein Abweichungsfaktor von 1.68. Somit ist das Gebäude in Realität deutlich steifer als im Modell. Es ist anzunehmen dass die im Modell nicht berücksichtigten Bauteile (Wänden mit Tür- und Fensteröffnungen, nicht tragenden Innenwände, etc.) massgeblich zur Aussteifung des Gebäudes beitragen.
- Mit dem 3D-Modell konnten die sich bei Schwingungsanregung des Gebäudes ergebenden Grundschiwingformen bezüglich deren Richtung und hauptsächlicher Komponente (Translation, Torsion) korrekt vorausgesagt werden.
- Die Bemessung von mehrgeschossigen Holzbauten wird aus Gründen des Aufwands auf Stabmodellen (Mehrmassenschwinger) aufbauen müssen. Dabei stellt sich das Problem, dass die so ermittelten dynamischen Grössen lediglich eine beschränkte Genauigkeit aufweisen. Diesem Problem ist in der Bemessung des Tragwerks angemessene Rechnung zu tragen.
- 3D-Modelle ermöglichen bessere Schätzwerte für die dynamischen Eigenschaften. Dazu ist allerdings ein entsprechender Aufwand nötig in der Detaillierung des Modells.

8.2 Niveau der erzielten Schwingungsanregung im Experiment

Wenn man die in den Experimenten erzeugten horizontalen Verschiebungen in den Gebäudeecken durch 2-malige Integration aus den gemessenen Beschleunigungen ermittelt, so ergibt sich ein Kennwert (durchschnittliches quadratisches Mittel aller Sensoren) von ca. 0.15 mm. Ein am Standort des Gebäudes gemäss Norm SIA 261 zu erwartendes Erdbeben mit einem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung von $a_{gd} = 0.6 \text{ m/s}^2$ führt in der 3D-Modellrechnung zu einem Kennwert der horizontalen Verschiebungen von 7 mm, wenn man die Umhüllende der Verschiebungen aus 100% der Erdbebeneinwirkung in einer der Hauptrichtungen des Gebäudes und 30% senkrecht dazu bestimmt [1] und

beide Hauptrichtungen untersucht. Für 100% Erdbebeneinwirkung in Querrichtung des Gebäudes ergibt sich ein Kennwert der Verschiebung von 6 mm.

Somit waren die in den Versuchen erzeugten horizontalen Verschiebungen ca. 30 Mal geringer als sie bei einem Bemessungsbeben zu erwarten wären. Der Faktor 30 ist allerdings insofern zu relativieren, als das 3D-Modell deutlich weniger steif ist als das effektive Tragwerk.

Es sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass eine stärkere Schwingungsanregung des Gebäudes nicht realisierbar war, um Schäden am Gebäude mit Sicherheit auszuschliessen zu können.

8.3 Einordnung der Ergebnisse im Bemessungsspektrum

Die sich aus den Modellrechnungen und den Experimenten ergebenden tiefsten Werte der Grundschwingzeiten sind in der Abbildung 8.1 bezüglich ihrer Lage im Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261 [2] dargestellt.

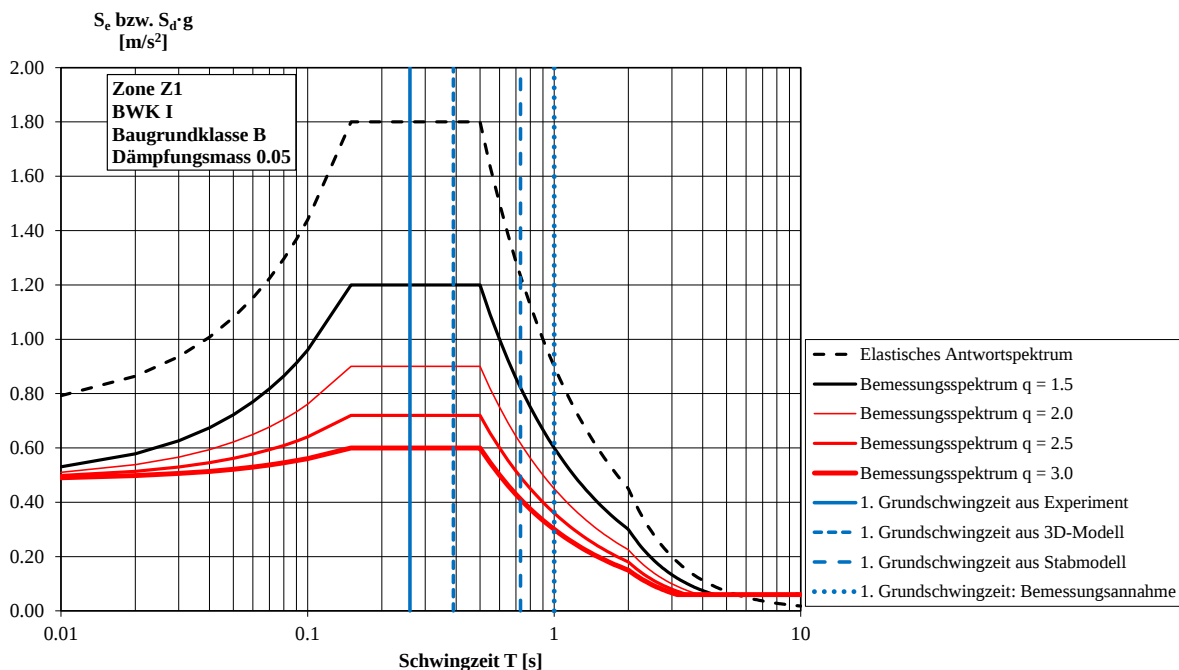


Abbildung 8.1: Lage der sich aus den Modellrechnungen und den Experimenten ergebenden tiefsten Werte der Grundschwingzeiten im Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261 [2].

Es ist deutlich erkennbar, dass sowohl gemäss den Resultaten aus der 3D-Berechnung als auch gemäss den Ergebnissen aus den Versuchen die erste Grundschwingzeit in den Plateaubereich des Bemessungsspektrums fällt. Mit dem einfachen Stabmodell ergeben sich Grundschwingzeiten, welche sowohl für die Massen- und Steifigkeitsannahmen in der Bemessung als auch zum Zeitpunkt der Versuche in den abfallenden Ast des Spektrums fallen.

In der Resultatauswertung (Abschnitt 6.3) zeigte sich eine „moderate Abnahme der Eigenfrequenzen mit zunehmender Schwingungsamplitude“, ohne dass Schäden am Gebäude festgestellt werden konnten. Es ist also anzunehmen, dass bei stärkerer Schwingungsanregung, beispielsweise bedingt durch ein Erdbeben, die Steifigkeit des Tragwerks aufgrund von Schäden an den Bauteilen noch weiter reduziert wird, womit sich sukzessive eine grösser werdende Grundschwingzeit einstellt. Um in den abfallenden Ast des Spektrums zu kommen (Schwingzeit grösser als 0.6 Sekunden oder Frequenz kleiner als 2 Hz), dürfte sich die erforderliche Steifigkeitsreduktion voraussichtlich nur aufgrund von Schäden am Tragwerk einstellen. Die restlichen versteifenden Bauteile dürften dabei kaum mehr zur Steifigkeit beitragen.

Eine präzisere Aussage ist zurzeit aufgrund der fehlenden Grundlagen zum nichtlinearen Verhalten der verschiedenen Bauteile nicht möglich. Es stellt sich daher die durchaus berechtigte Frage, welche Bauteile und mit welcher Steifigkeit diese bei der Bemessung berücksichtigt werden sollten. Diese Frage stellt sich insbesondere dann, wenn aufgrund von einfachen Modellen eine Schwingzeit resultiert, die im absteigenden Ast des Antwortspektrums zu liegen kommt, da dadurch eine Reduktion der Bemessungskräfte resultiert.

8.4 Boden-Bauwerksinteraktion

Die Versuchsdaten zeigten sich als nicht geeignet, um Aussagen zur Boden-Bauwerksinteraktion machen zu können. Dies ist insofern nicht von Belang, als sich die massgebliche Bewegung des Gebäudes bei Schwingungsanregung im Holztragwerk (ober des Einbindungshorizontes) manifestiert.

8.5 Empfehlungen für weitere Forschungsarbeiten

Basierend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen und Modellrechnungen lassen sich folgende Empfehlungen für weitere Forschungsarbeiten ableiten:

- Es sind statisch monotone und zyklische Versuche an Rahmenbauwänden durchzuführen, wie sie im untersuchten Gebäude in Oberglatt als Aussen- und Innenwände eingesetzt wurden. Dabei ist das Kraft-Verformungsverhalten unter Horizontalkrafteinwirkung am Wandkopf zu studieren. Nach Möglichkeit sollen in der Literatur vorhandene Versuchsdaten in die Auswertung eingebaut werden.
- Der Einfluss der als „nicht tragend“ bezeichneten Elemente auf die horizontale Gesamtsteifigkeit des Tragwerks ist zu untersuchen. Dazu eignen sich statisch monotone und zyklische Versuche mit Horizontalkraftangriff am Wandkopf.
- Der Beitrag von Wänden mit Öffnungen (Türen, Fenster) ist zu quantifizieren. Es ist zu prüfen, ob die in der Literatur vorhandenen Versuchsdaten und Modelle dazu ausreichen, oder ob zusätzliche Versuche an Elementen, wie sie in der Schweiz im Holzrahmenbau verwendet werden, durchgeführt werden müssen.

8.6 Literatur zu Kapitel 8

1. CEN (2004): EN 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. CEN, Bruxelles, Belgium,
2. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia (2003): SIA-Norm 261: Einwirkungen auf Tragwerke.