

Experimentelle modale Analyse an einem mehrgeschossigen Holzbau

Glauco Feltrin, René Steiger, Felix Weber und Stella Nerbano

Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf (CH)
glauco.feltrin@empa.ch

Zusammenfassung: An einem 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 aus 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 Eigenfrequenzen, modalen Dämpfungen und Schwingungsformen ermittelt und mit Berechnungen an einem Dreimassenschwinger- und einem 3D-FE-Modell verglichen. Es zeigte sich, dass die Eigenfrequenzen mit einfachen Mehrmassenschwinger-Modellen nur grob geschätzt werden können und die Gebäudesteifigkeit deutlich unterschätzt wird. Auch das wesentlich komplexere 3D-FE-Modell unterschätzte die Gebäudesteifigkeit und dadurch auch die Eigenfrequenzen. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass bei Holzbauten die "nicht tragenden" Wände, welche üblicherweise in der Bemessung vernachlässigt werden, massgeblich zur Aussteifung des Gebäudes beitragen.

1 Einleitung

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 Teilen 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 Wand- und Deckenscheiben eine zentrale Rolle: Beim Nachweis der Windbeanspruchung sind horizontale Auslenkungen zu berechnen und mit den Grenzwerten in der Norm SIA 260 [1] zu vergleichen.

Der Erdbebennachweis beginnt mit einer Ermittlung der Bemessungswerte der Beschleunigung im Bemessungsspektrum der Norm SIA 261 [2]. Zur Ermittlung der Ordinatenwerte im Spektrum ist die Schätzung der massgebenden Grundswingzeit (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 sogenannte „ständige Lastanteile“. Je nach Baugrundart liegen die Maximalwerte im Spektrum (die sogenannten Plateauwerte) bei Grundswingzeiten zwischen 0.15 und 0.6 s (Bau-



Abb. 1: Untersuchtes Gebäude nach Abschluss der Bauarbeiten (Bild: ZBF Architekten AG).

grundklassen A, B, C, E) bzw. 0.8 s (Baugrundklasse D). Holzrahmen-Tragwerke sind weniger steif als Massivbauten (Stahlbeton, Mauerwerk), was zu Schätzungen von Grundswingzeiten > 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 (Abb. 1, [3]). 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 Eigenfrequenzen des Bauwerks bei horizontaler Anregung mit verschiedenen Erregerkräften (Amplituden) zu bestimmen,
- die Dämpfung des Bauwerks bei verschiedenen Erregerkräften (Amplituden) zu messen.

Diese Grössen erlauben

- die tatsächliche Steifigkeit eines mehrgeschossigen Holzbaus bei horizontaler Anregung durch eine dynamische Last zu schätzen und sie mit Modellen zu vergleichen,
- den Einfluss der sogenannten „nicht tragenden“ Bauteile besser zu verstehen,
- sowie Folgerungen für die Verbesserung von Konstruktion, Modellbildung und Bemessungen solcher Tragwerke zu ziehen.

2 Versuche

2.1 Bauwerk

Beim untersuchten Gebäude handelt es sich um ein 3-geschossiges MFH mit einem Untergeschoss (UG) in Stahlbetonbauweise, dessen Holztragwerk im Frühjahr 2013 montiert wurde. 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 mit Massivholzplatten und Rahmenbauwänden zweischalig ausgebildet. Die Podeste, Treppen und der Liftkern bestehen aus Fertig-Betonelementen und sind von Holztragwerk und Dach akustisch entkoppelt.



Abb. 2: Schwingungserreger.

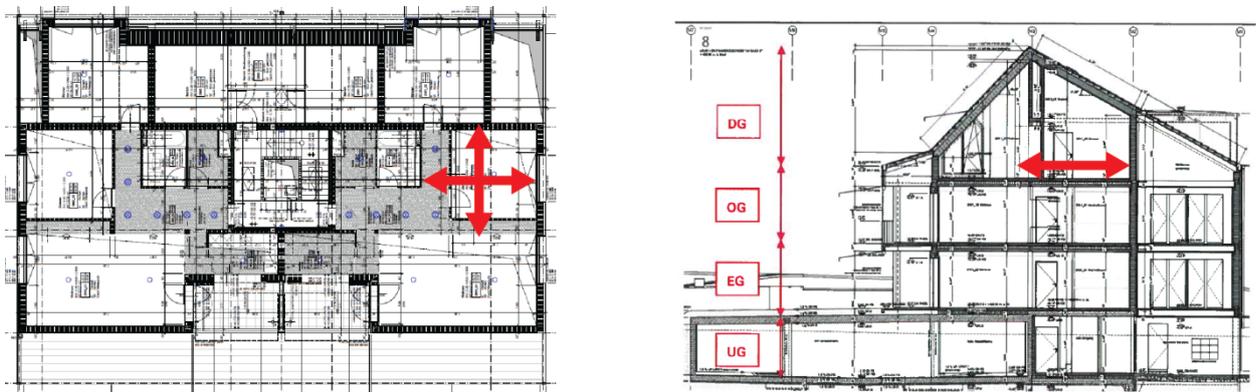


Abb. 3: Lage des Schwingungserregers im Gebäude (Baupläne: ZBF Architekten AG).

2.2 Versuche

Die Versuche wurden im April und im Mai 2013 durchgeführt. Im Rahmen der Experimente wurde das Bauwerk bei 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 (Abb. 2) in horizontaler Richtung in beide Gebäude-Haupttrichtungen in zufällige (breit- und schmalbandige) und harmonische Schwingungen versetzt. Die Lage des Schwingungserregers im Gebäude ist in Abb. 3 ersichtlich. 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 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 Türzargen eingebaut und die zur horizontalen Aussteifung vorgesehenen Wände waren gemäss Ausführungsstatik voll verklammert.

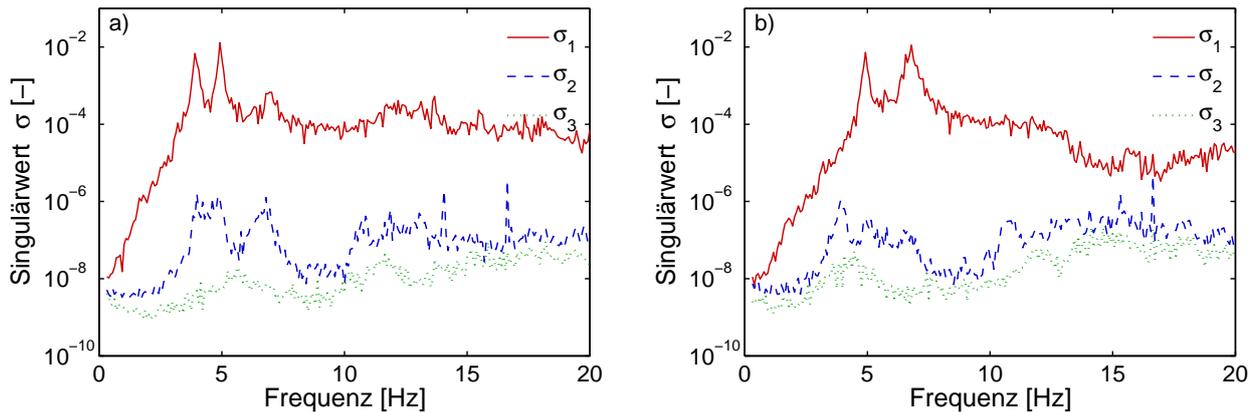


Abb. 4: Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix der Gebäudeschwingungen bei Anregung in Quer- (a) und Längsrichtung (b) im Bauzustand 1.

Der Unterschied zwischen den Bauzuständen 1 und 2 bestand darin, dass nicht der horizontalen Aussteifung dienende Wände im Zustand 1 nur konstruktiv (Klammerabstand ca. 500 mm), im Zustand 2 jedoch zusätzlich verklammert waren (Klammerabstand ca. 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 Türzargen fertig montiert. Die Versuche im Zustand 3 wurden bei geschlossenen Fenster und Fenstertüren durchgeführt.

3 Resultate

3.1 Eigenfrequenzen

Einen guten Überblick über die Anzahl der angeregten Eigenschwingungen im Bauzustand 1 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. Abb. 4 zeigt die drei grössten Singulärwerte für die Anregung in Quer- und Längsrichtung. In Querrichtung (Abb. 4a) sind an den 2 charakteristischen Spitzen des grössten Singulärwerts 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. Singulärwerts ist jedoch ein deutlicher Hinweis für die Existenz dieser 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 (Abb. 4b). 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 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.

3.2 Schwingungsformen

Die Schwingungsformen der ersten drei Eigenschwingungen sind in Abb. 5, Abb. 6 und Abb. 7 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, wäh-

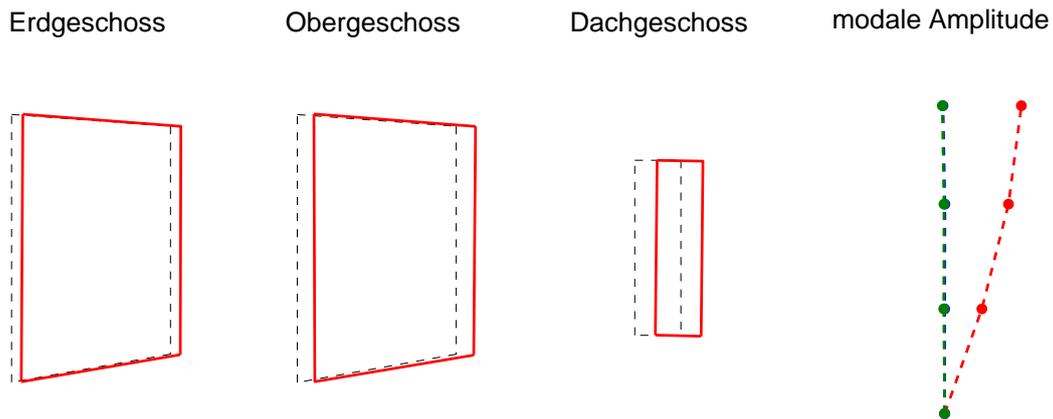


Abb. 5: Schwingungsform der 1. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

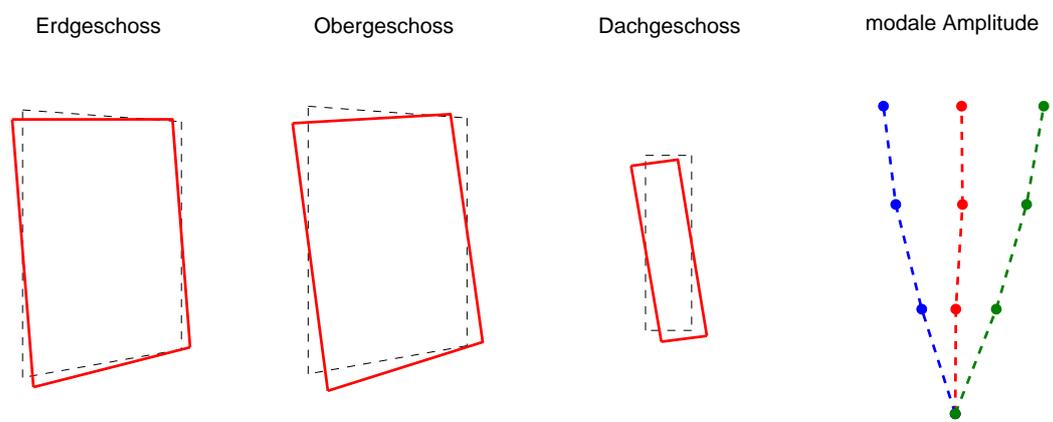


Abb. 6: Schwingungsform der 2. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

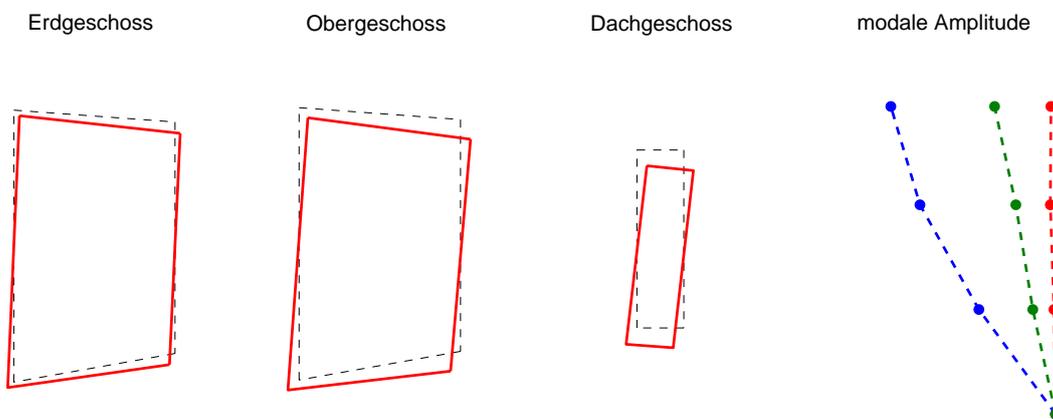


Abb. 7: Schwingungsform der 3. Eigenschwingung. (Modale Amplitude: rot = Bewegung Querrichtung, blau = Bewegung in Längsrichtung, grün = Torsionsbewegung).

rend bei der 3. Eigenschwingung die Längskomponente dominant ist. Die Querschwingungskomponente ist hingegen bei beiden Eigenschwingungen sehr klein.

Die Schwingungsformen sind kohärent zu den Ergebnissen aus der Analyse der Singulärwerte der Kreuzkorrelationsmatrix (Abb. 4). 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. Zwischen den 3 Bauzuständen wurden keine signifikanten Änderungen der Schwingungsformen festgestellt.

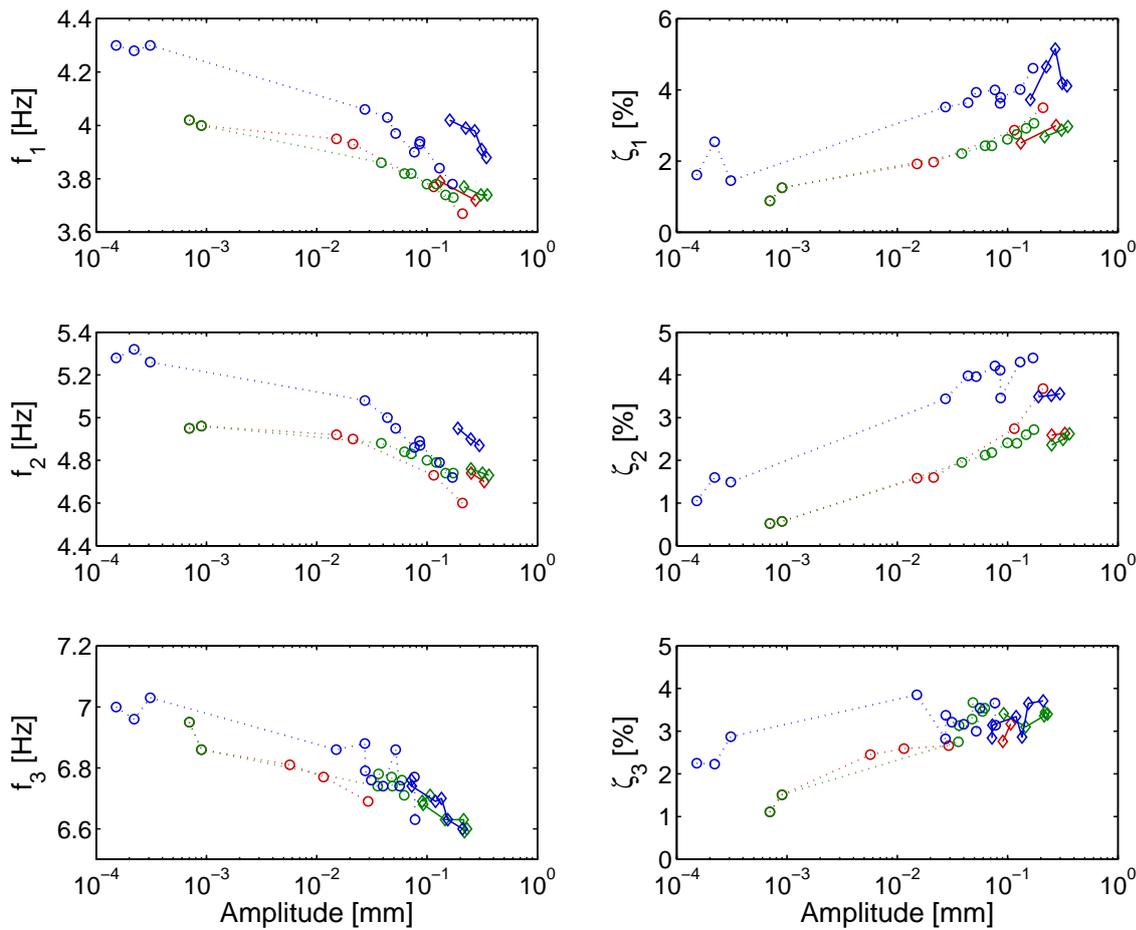


Abb. 8: Eigenfrequenzen und modale Dämpfungen in Abhängigkeit der Schwingungsamplitude bei allen untersuchten Bauzuständen. Die Bauzustände sind farblich wie folgt gekennzeichnet: rot = Bauzustand 1, grün = Bauzustand 2 und blau = Bauzustand 3.

3.3 Änderungen der Eigenfrequenzen und Dämpfungen mit der Amplitude

Abb. 8 zeigt die Veränderungen der Eigenfrequenzen und modalen Dämpfungen mit der Schwingungsamplitude. Als Mass für die 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 der Effektivwert innerhalb des Zeitfensters mit der maximalen Anregung ermittelt.

Generell nehmen mit zunehmender Amplitude die Eigenfrequenzen ab und die modalen Dämpfungen zu. Die Eigenfrequenz der 1. Eigenschwingung im Bauzustand 1 hat z.B. 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). Oft sind die Eigenfrequenzen etwas grösser und die Dämpfungen kleiner im Vergleich zum Verlauf, der sich aus den Messungen mit ambienter und mit Zufallsanregung ergeben würde.

Im Vergleich zu den Bauzuständen 1 und 2 nehmen im Bauzustand 3 die Eigenfrequenzen generell zu. Der Abfall der Eigenfrequenzen mit zunehmender Schwingungsamplitude ist im Bauzustand 3 jedoch deutlich stärker, 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 weitgehend verschwinden (3. Eigenschwingung).

		Gebäudelängsrichtung		
		Modell B	Modell V1	Modell V2
	$T_{1,x} = 0.44 \text{ s}$	$T_{1,x} = 0.44 \text{ s}$	$T_{1,x} = 0.38 \text{ s}$	$T_{1,x} = 0.30 \text{ s}$
	$f_{1,x} = 2.27 \text{ Hz}$	$f_{1,x} = 2.27 \text{ Hz}$	$f_{1,x} = 2.63 \text{ Hz}$	$f_{1,x} = 3.33 \text{ Hz}$
		Gebäudequerrichtung		
	$T_{1,y} = 1 \text{ s}$	$T_{1,y} = 1 \text{ s}$	$T_{1,y} = 0.83 \text{ s}$	$T_{1,y} = 0.73 \text{ s}$
	$f_{1,y} = 1 \text{ Hz}$	$f_{1,y} = 1 \text{ Hz}$	$f_{1,y} = 1.20 \text{ Hz}$	$f_{1,y} = 1.37 \text{ Hz}$

Abb. 9: Eigenfrequenzen f und Schwingzeiten T ermittelt mit den Dreimassenschwinger-Modellen B, V1 und V2.

Im Vergleich zum Bauzustand 1 und 2 nimmt auch 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.

4 Vergleich Messung und Modellrechnungen

Zu Vergleichszwecken wurden die dynamischen Parameter (Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen) auch mit Modellrechnungen ermittelt. Vorerst wurden mit einem Dreimassenschwinger-Modell, wie es für die Bemessung eingesetzt worden war, eine Abschätzungen der Eigenfrequenzen in den beiden Gebäudehaupttrichtungen gemacht. Es wurden drei Zustände des Gebäudes untersucht:

- Das Modell B entsprach der Bemessungssituation gemäss den Vorgaben der SIA-Normen.
- Das Modell V1 entsprach der Situation während der Versuche, wobei nur die Steifigkeit der im Modell B vorgesehenen Tragwände berücksichtigt wurde. Die Massen des Gebäudes wurden auf der Basis des Bauzustandes ermittelt.
- Modell V2 entsprach ebenfalls der Situation während der Versuche, wobei neben den eigentlichen Tragwänden noch weitere Wände für die Ermittlung der Steifigkeiten berücksichtigt wurden.

Die Ergebnisse sind in Abb. 9 zusammengestellt. Es fällt auf, dass die Eigenfrequenzen aller Modelle deutlich kleiner sind als die gemessenen Eigenfrequenzen. Auch bei Berücksichtigung zusätzlicher Wände (Modell V2) sind die berechneten Eigenfrequenzen kleiner als 50% der gemessenen Eigenfrequenzen. Dies entspricht einer Unterschätzung der Steifigkeit um den Faktor 4.

Die Versuchssituation wurde auch mit einem 3D-FE-Modell berechnet. Das Modell entsprach der Situation während der Versuche, wobei, wie beim Modell V2, neben den eigentlichen Tragwänden noch weitere Wände für die Ermittlung der Steifigkeiten berücksichtigt wurden. Das Ergebnis ist in Tabelle 1 festgehalten. Das 3D-FE-Modell weist etwas bessere Ergebnisse auf als das einfache Dreimassenschwinger-Modell. Dies gilt insbesondere für die Eigenfrequenz der Grundschwingung, die nun 2.56 Hz statt 1.37 Hz beträgt. Dennoch weichen die berechneten Eigenfrequenzen noch substantiell von den gemessenen Eigenfrequenzen ab.

Tab. 1: Modale Parameter des 3D-Modells, berechnet mit effektiven Massen zum Zeitpunkt der Versuche und einer erweiterten Anzahl an Wänden.

Eigenschwingung	Eigenfrequenz [Hz]	Art der Bewegung	Modale Masse in Querrichtung [t]	Modale Steifigkeit Querrichtung [kN/mm]	Modale Masse in Längsrichtung [t]	Modale Steifigkeit Längsrichtung [kN/mm]
1	2.56	Querrichtung	304	78.4	0.43	0.11
2	2.93	Torsion	1.50	0.51	200	67.7
3	3.57	Torsion	0.33	0.17	106	53.2

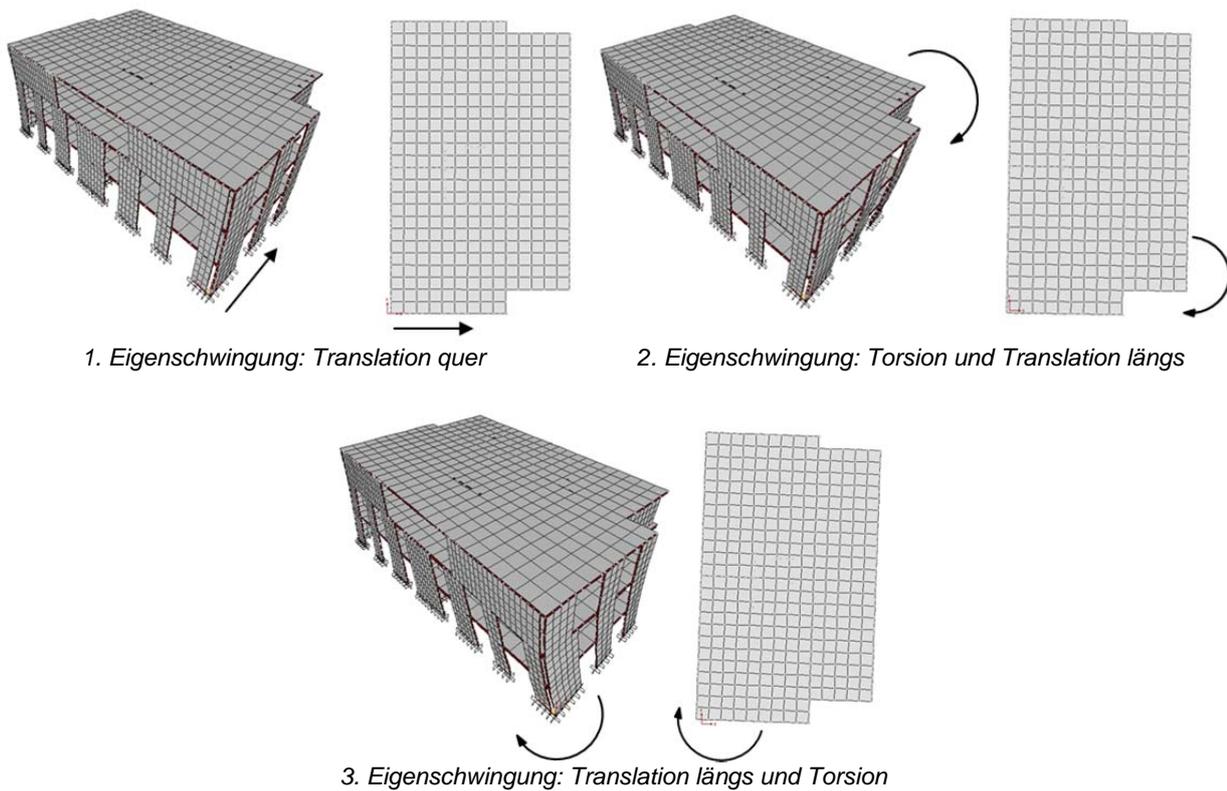


Abb. 10: Schwingungsformen in 3D-Darstellung (links) und im Grundriss (rechts) der mit dem 3D-Modell (Tabelle 7.2) ermittelten ersten 3 Eigenformen.

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 Wände steifer sind als angenommen und dass die im Modell nicht berücksichtigten Bauteile (Wänden mit Tür- und Fensteröffnungen, nicht tragenden Innenwände, etc.) signifikant zur Aussteifung des Gebäudes beitragen.

Mit dem 3D-Modell konnten die sich bei Schwingungsanregung des Gebäudes ergebenden Grundschwingformen bezüglich deren Richtung und hauptsächlicher Komponente (Translation, Torsion) so vorausgesagt werden, wie sie auch in den Experimenten auftraten (Abb. 10).

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

- Das einfache Stabmodell (Mehrmassenschwinger) liefert eine erste grobe Abschätzung der Grundschwingzeiten in den Gebäudehauptrichtungen. Weitere Detaillierungsmöglichkeiten im Modell sind allerdings beschränkt, was sich in einer unzureichenden Präzision der Ergebnisse niederschlägt.
- 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.
- 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).

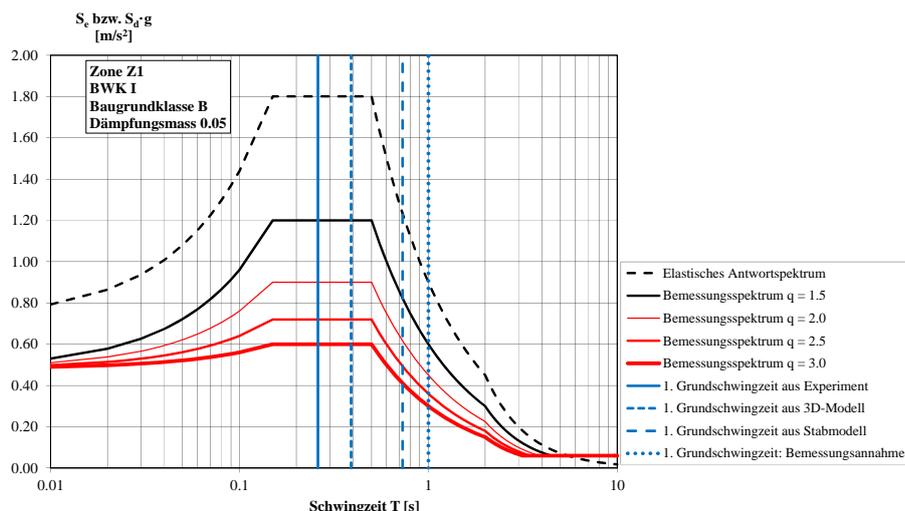


Abb. 11: Lage der sich aus den Modellrechnungen und den Experimenten ergebenden tiefsten Werte der Grundschwingzeiten im Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261 [2].

- 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. 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 stützen. Während bei Elastizitäts- und Schubmodul Mittel- und untere Fraktilwerte 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.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Wenn man die sich aus den Modellrechnungen und den Experimenten ergebenden tiefsten Werte der Grundschwingzeiten bezüglich ihrer Lage im Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261 [2] beurteilt, so zeigt sich, 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 (Abb. 11). Mit dem einfachen Stabmodell ergeben sich hingegen 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 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 0,5 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

le 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.

Informationen zur tatsächlichen Steifigkeit von Holzwänden, wie sie im untersuchten Gebäude in Oberglatt als Aussen- und Innenwände eingesetzt wurden, lassen sich im Labor durch zyklische Versuche an Rahmenbauwänden erhalten. Dabei ist insbesondere das Kraft-Verformungsverhalten unter einer kombinierten horizontalen und vertikalen Krafteinwirkung zu studieren. Mit den Ergebnissen aus analogen Versuchen kann auch der Einfluss der als „nicht tragend“ bezeichneten Wandelemente auf die horizontale Gesamtsteifigkeit des Tragwerks besser berücksichtigt werden. Ebenfalls zu quantifizieren ist der Beitrag von Wänden mit Öffnungen (Türen, Fenster).

Für den Lastfall Wind dürfte die deutlich grössere Steifigkeit der Wandelemente hingegen willkommen sein, da dadurch deutlich kleinere horizontale Verschiebungen auftreten. Im Gebrauchszustand dürfte das Gebäude deshalb ein deutlich besseres Verhalten aufweisen, da nicht mit einem signifikanten Verlust der Wandsteifigkeiten aufgrund von Schäden zu rechnen ist.

Verdankung

Unser Dank geht an den Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung des Bundesamtes für Umwelt (Bafu) und der Kantone sowie der Empa, die das Projekt finanziell unterstützt haben. Ein besonderer Dank gilt dem Bauherrn Ferrario Bau AG und den Projektpartnern ZINDEL BRÖNNIMANN FERRARIO, Zürich (Architekten), PIRMIN JUNG Ingenieure für Holzbau AG, Rain (Holzbauingenieur) und Artho Holz- und Elementbau AG, St. Gallenkappel, ohne deren Unterstützung und Mitarbeit die Versuche nicht hätten durchgeführt werden können.

Literatur

- [1] SIA (2013) Norm SIA 260, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.
- [2] SIA (2003) Norm SIA 261, Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.
- [3] Angela Trinkert (2014) Rütteln für die Wissenschaft. Bauen mit Holz, Heft 1, S. 10-15.